

Biegezwang von Stahlleichtbetonstäben infolge Kälteschock

Forschungsbericht

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy
Dipl.-Ing. U. Pusch

Januar 1989

Mit Hilfe von Forschungsmitteln des Landes Niedersachsen
wurde diese Arbeit in dankenswerter Weise gefördert.
Erlaß vom 30.12.1985 - GZ: 2091 - BV4e - 41/85

INHALTSVERZEICHNIS

Biegezwang von Stahlleichtbetonstäben infolge Kälteschock

	Seite
1. Zielsetzung	1
2. Versuchsprogramm	3
3. Versuchskörper	4
4. Baustoffe	6
4.1 Konstruktionsleichtbeton (LB)	6
4.1.1 Allgemeines	6
4.1.2 Mittlere Betonfeuchte von LB	7
4.1.3 Zylinderdruckfestigkeit von LB bei TT	8
4.1.4 Spaltzugfestigkeit von LB bei TT	8
4.1.5 Elastizitätsmodul von LB bei TT	9
4.1.6 Thermisches Dehnverhalten von LB bei TT	9
4.2 Bewehrungsstahl	10
4.2.1 Allgemeines	
4.2.2 Elastizitätsmodul von Bewehrungsstahl bei TT	
4.2.3 Thermisches Dehnverhalten von Bewehrungsstahl bei TT	
5. Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	10
6. Versuchseinrichtung	11
7. Meßverfahren und Messungen	12
7.1 Messung der Temperaturen	12
7.2 Messung der Dehnungen	13
7.3 Messung der Durchbiegung	14
7.4 Messung der Rißbreiten	15
7.5 Steuerung und Messung der Kräfte zur Erzeugung der Biegezwangbeanspruchung	15
7.6 Registrierung der Meßdaten	16
8. Versuchsdurchführung	17
8.1 Versuche zur Ermittlung der freien Temperaturverformung (instationäres Temperaturfeld)	17
8.2 Biegezwangversuche (instationäres Temperaturfeld)	18
8.3 Bruchversuch (stationäres Temperaturfeld)	19
9. Versuchsergebnisse	20
9.1 Allgemeines	20
9.2 Instationäre Temperaturfelder	21

	Seite
9.3	Eigenspannungsrisse 21
9.3.1	Eigenspannungsrißbild nach abgeschlossener Rißbildung 21
9.3.2	Entwicklung des Eigenspannungsrißbildes 22
9.3.3	Rißbreiten der Eigenspannungsrisse 22
9.4	Längsrißbildung infolge behinderter Temperatur- verformung in Versuchskörperquerrichtung 23
9.5	Ergebnisse der Versuche zur Ermittlung der freien Temperaturverformung 24
9.5.1	Mittlere freie Mittendehnung 24
9.5.2	Mittlere freie Krümmung 25
9.6	Ergebnisse der Biegezwangsversuche 26
9.6.1	Verlauf der Biegezwangsmomente während der Abkühlung 26
9.6.2	Mittlere Dehnung 27
9.6.3	Mittlere Krümmung 27
9.6.4	Stahldehnungen in der Zugzone 27
9.6.5	Stahldehnungen in der Druckzone 28
9.6.6	Rißbildung infolge Biegezwang 29
9.6.6.1	Allgemeines 29
9.6.6.2	Zwangrißbilder nach abgeschlossener Rißbildung 29
9.6.6.3	Entwicklung des Zwangrißbildes 30
9.6.6.4	Rißabstände der Zwangrisse 31
9.6.6.5	Rißbreiten der Zwangrisse 32
9.6.7	Änderung der Biegesteifigkeit durch Rißbildung 33
9.7	Ergebnisse der Bruchversuche 35
9.7.1	Stationäres Temperaturfeld 35
9.7.2	Rißbilder nach abgeschlossener Rißbildung (Bruchversuch) 36
9.7.3	Tragfähigkeit der Versuchskörper 37
10.	Berechnungsmodell 37
10.1	Vorbemerkungen 37
10.2	Instationäres Temperaturfeld 38
10.2.1	Wärmeleitungsgleichung 38
10.2.2	Temperaturleitzahl bei TT 40
	a) Wärmeleitzahl 41
	b) Spezifische Wärme 41
	c) Temperaturleitzahl 42
10.2.3	Berechnung des instationären Temperaturfeldes 43
10.3	Allgemeine analytische Beschreibung der Bean- spruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge äußeren Zwangs bei instationärem Temperaturfeld im Zustand I 44
10.4	Allgemeine analytische Beschreibung der Bean- spruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge äußeren Zwangs bei instationärem Temperaturfeld im Zustand II 50
10.5	Berechnung freier Temperaturverformungen bei instationärem Temperaturfeld 54
10.5.1	Freie Temperaturverformung im Zustand I 54
10.5.2	Freie Temperaturverformung im Zustand II 56

		Seite
10.6	Berechnung der Biegezwangmomente von Stahlbetonstäben bei instationärem Temperaturfeld im Zustand I	58
10.6.1	Allgemeines	58
10.6.2	Berechnung der Biegezwangmomente für mittlere Krümmung gemäß Versuch	59
10.6.3	Berechnung der Biegezwangmomente bei vollständig behinderter mittlerer Krümmung	59
10.7	Berechnung der Biegezwangmomente von Stahlbetonstäben bei instationärem Temperaturfeld im Zustand II	61
10.7.1	Vorbemerkungen	61
10.7.2	Biegezwangmoment und Beanspruchung des Querschnitts im Zustand II	62
10.7.3	Beanspruchung des Rißquerschnitts bei gemessenem Biegezwangmoment	63
10.8	Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen biegezwangbeanspruchter Stahlbetonstäbe bei instationärem Temperaturfeld	65
10.8.1	Ermittlung der mittleren Stahldehnung in der Zugzone	65
10.8.2	Ermittlung der Biegezwangmomente	69
10.8.3	Biegesteifigkeit	73
10.9	Rißbildung biegezwangbeanspruchter Stahlleichtbetonstäbe bei instationärem Temperaturfeld	74
10.9.1	Rißabstände nach abgeschlossener Rißbildung	74
10.9.2	Rißtiefe	77
10.9.3	Rißbreiten	78
10.10	Ermittlung der Tragfähigkeit von Stahlbetonstäben bei stationärem Tieftemperaturfeld	80
11.	Zusammenfassung	81
12.	Literatur	86

Verwendete Bezeichnungen

Allgemeines

RT	Raumtemperatur +20 °C
TT	Tieftemperatur
ϑ	Temperatur
t	Zeit in Stunden bzw. Minuten

Abmessungen des Querschnitts

b	Breite
d	Dicke
h	statische Nutzhöhe
d_1	Abstand der Bewehrung in der Druckzone vom Druckrand
x	Druckzonenhöhe
d_2	$d - h$
c_b	Betondeckung
t_e	effektive Betondeckung

Bezogene Werte

μ_1	Bewehrungsgrad $\mu_1 = A_{s1}/b \cdot d$
μ_2	Bewehrungsgrad $\mu_2 = A_{s2}/b \cdot d$
μ_{ef}	wirksamer Bewehrungsgrad
β_1	$\beta_1 = d_1/d$
β_2	$\beta_2 = d_2/d$
λ	$\lambda = h/d$

Querschnittswerte

A_i	ideelle Querschnittsfläche
I_i	ideelles Flächenmoment 2. Grades
W_i	ideelles Widerstandsmoment

Schnittgrößen

M	Biegemoment, bezogen auf Querschnittsmitte
N	Normalzugkraft, angreifend in Querschnittsmitte
M_R^1	Biegemoment bei Erstrißbildung
N_R^1	Normalkraft bei Erstrißbildung
M_u	Bruchmoment

Festigkeitskenngrößen

Stahl:

$R_{p0,2}$	0,2 %-Dehngrenze
R_m	Zugfestigkeit
β_s	Streckgrenze
A_{10}	Bruchdehnung
E_s	Elastizitätsmodul
σ_s	Stahlspannung

Beton:

E_b	Elastizitätsmodul auf Druck
β_c	Zylinderdruckfestigkeit
β_{SZ}	Spaltzugfestigkeit
β_Z	zentrische Zugfestigkeit
u_m	mittlere Feuchte
n	$n = E_s/E_b$
$\alpha_{\ddot{u}}$	Wärmeübergangskoeffizient
λ	Wärmeleitfähigkeit
c	spezifische Wärme
a^2	Temperaturleitfähigkeit

Bewehrung

A_{s2}	Querschnittsfläche der Zugbewehrung
A_{s1}	Querschnittsfläche der Druckbewehrung
f_R	bezogene Rippenfläche
s	Stababstand
d_s	Stabdurchmesser

Verformungen

$\varepsilon_{b\vartheta 0}$	freie thermische Dehnung des Betons
$\varepsilon_{s\vartheta 0}$	freie thermische Dehnung des Stahls
$\alpha_{b\vartheta}$	Temperaturausdehnungskoeffizient des Betons
$\alpha_{s\vartheta}$	Temperaturausdehnungskoeffizient des Stahls
κ_m	mittlere Krümmung
κ_R	Krümmung im Riß

ε_m mittlere Dehnung
 ε_{mm} mittlere Mittendehnung
 $\bar{\varepsilon}_b$ Betondehnung, die Betonspannung bewirkt (Eigenspannungen, innerer thermischer Zwang, äußerer Zwang)

ε_s Stahldehnung, die Stahlspannung bewirkt (Eigenspannungen, innerer thermischer Zwang, äußerer Zwang)
 $\bar{\varepsilon}^m$ gesamte mittlere Dehnung (freie Temperaturdehnung + Dehnung, die Spannung bewirkt)
 ε^m mittlere Dehnung, die Spannung bewirkt
 ε_s^R gesamte Stahldehnung im Riß (freie Temperaturdehnung + Dehnung, die Spannung bewirkt)
 $\bar{\varepsilon}_s^R$ Stahldehnung im Riß, die Spannung bewirkt

Spannungen

$\bar{\sigma}_b$ Betonspannung (Eigenspannungen, innerer thermischer Zwang, äußerer Zwang)
 σ_s Stahlspannung (Eigenspannungen, innerer thermischer Zwang, äußerer Zwang)
 $\sigma_{s,R}^I$ Erstrißstahlspannung
 σ_{sR} Stahlspannung im Riß
 σ^I Spannung im Zustand I
 σ^{II} Spannung im Zustand II

Rißbildung

s_{Rm} mittlerer Rißabstand
 s_{Rme} mittlerer Rißabstand bei abgeschlossenem Rißbild
 t_R Rißtiefe
 $w_k=w_{95\%}$ kritische Rißbreite, 95 %-Fraktile
 w_m mittlere Rißbreite
 l_1 Eintragungslänge

Steifigkeit

K_B Biegesteifigkeit
 $K_{Bi,I}^{RT}$ Biegesteifigkeit im Zustand I bei RT
 k_B bezogene Biegesteifigkeit $K_B/K_{Bi,I}^{RT}$

Verbund

l_v Verbundlänge

τ_v Verbundspannung

τ_{vu} Verbundfestigkeit

v Stabendverschiebung bzw. Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl

v_u Stabendverschiebung bei τ_{vu}

1. ZIELSETZUNG

Der alternative Energieträger Erdgas wird für die Bundesrepublik Deutschland in Zukunft zunehmende Bedeutung gewinnen. Um Erdgas wirtschaftlich transportieren und lagern zu können, wird es nach erprobter Technologie verflüssigt. Verflüssigtes Erdgas (LNG) besitzt allerdings unter atmosphärischem Druck die sehr tiefe Temperatur von rd. -165°C . Für den Bau von Flüssiggasbehältern wird sich die Spannbetonweise durchsetzen, da sie in Stör- und Katastrophenfällen über eine hohe Reißfähigkeit und über ein überlegenes Sicherheitspotential verfügt. Die Ausführung von Lagerbehältern für das sehr kalte LNG stellt die Bauindustrie jedoch vor schwierige materialtechnische und konstruktive Probleme.

In den letzten Jahren wurden am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz in Braunschweig die Einzelbaustoffe Baustahl, Normalbeton, Konstruktionsleichtbeton, Bewehrungsstahl, Spannstahl sowie Bauteile aus bewehrtem Normal- und Konstruktionsleichtbeton bei tiefen Temperaturen (TT) untersucht. In allen Fällen lagen stationäre Temperaturbedingungen zugrunde, d. h., die Probekörper bzw. die Versuchskörper wurden auf eine vorgegebene Temperatur abgekühlt und anschließend bei homogenem Temperaturfeld geprüft.

In der vorliegenden Forschungsarbeit wird über biegezwangbeanspruchte Stahlleichtbetonstäbe berichtet; der Biegezwang wird dabei durch einen einseitigen Kälteschock erzeugt (instationäre Temperaturbedingungen).

Im folgenden soll in knapper Form die praktische Bedeutung der Untersuchungen beschrieben werden.

LNG-Behälter werden aus sicherheitstechnischen Gründen bekanntlich zweischalig ausgeführt. Das eigentliche Lagerbehältnis für das verflüssigte Erdgas stellt der kreiszylindrische Innentank dar. Der Außenbehälter, im Regelbetrieb dauernd warm, stellt zum einen den äußeren Schutzwall gegen extreme Katastrophen (Brand in Behälterumgebung, Flugzeugabsturz u.v.m.) dar, zum anderen dient er als Schutzhaut für den Fall der Leckage oder gar

des Berstens des Innentanks. In letzterem Fall muß der Außentank das Auslaufen von LNG vollständig verhindern. Die Erfüllung dieser Aufgabe ist für den Außentank mit einem extremen einseitigen Kälteschock verbunden. Der resultierende Temperaturgradient bewirkt in der Außenwand in einem gewissen Abstand von der Fußeinspannung Biegezwang.

Im folgenden werden jene Fragen sowie deren Bedeutung zusammengestellt, ohne deren Beantwortung der Konstrukteur nicht in der Lage ist, LNG-Behälter-Bauteile sowohl flüssigkeits- und gasdicht als auch wirtschaftlich bemessen zu können:

- Sowohl der Innen- als auch der Außenbehälter werden bislang ohne Berücksichtigung der höheren Festigkeiten von Baustoffen und der Selbstvorspannung von Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauteilen infolge tiefer Temperaturen bemessen. Beim Innenbehälter ist dies berechtigt, da vor der Inbetriebnahme der Innenbehälter zur Dichtigkeitsprüfung bei Normaltemperaturen mit Wasser gefüllt wird. Dagegen kann beim Außenbehälter eine solche Bemessung zu einer zu geringen Auslegung der Oberflächenbewehrung führen, bedenkt man, daß sich im Störfall bei der Ausbildung des Tieftemperaturgradienten am sich verfestigenden Wandbauteil höhere Zwangsschnittgrößen einstellen können. Klaffende Risse können damit die Dichtigkeit wesentlich beeinträchtigen.

Es ist demnach ein Berechnungsmodell aufzustellen, mit dem das Tragverhalten sowie die Steifigkeit des Verbundquerschnitts Stahlleicht- bzw. Spannleichtbeton unter Berücksichtigung der Baustoffverfestigung infolge tiefer Temperaturen und der Selbstvorspannung beschrieben werden kann.

- Eine wesentliche Aufgabe bei der Bemessung von Behälterbauteilen besteht in der Ermittlung der Druckzonenhöhe. Diese stellt ein Kriterium für die Gas- und Flüssigkeitsdichtigkeit von Außenbehältern dar.
- Zur Vermeidung von Schäden am Liner, dessen Befestigung und an Einbauteilen müssen die Verformungen unter Ansatz der wirklichkeitsnahen Biege- und Dehnsteifigkeiten sicher abgeschätzt werden. Hierzu sind Momenten-Krümmungs- und Normalkraft-Dehnungs-Beziehungen zu formulieren.

- Eine der Hauptanforderungen, die an LNG-Behälter gestellt werden, ist deren Gas- und Flüssigkeitsdichtigkeit während und nach Störfällen. Wenige klaffende Risse mit großen Rißabständen können die Dichtigkeit nachteilig beeinflussen.

Es ist das Ziel dieses Vorhabens, unter Berücksichtigung der Parameter Bewehrungsgrad und mittlere Betonfeuchte die Biegezwangbeanspruchung, Verformung, Rißentwicklung und die damit einhergehende Abnahme der Biegesteifigkeit von Stahlleichtbetonstäben infolge Biegezwang infolge einseitigen Kälteschocks zu studieren.

Bei allen Versuchen wurde einheitlich ein Konstruktionsleichtbeton sowie ein handelsüblicher Betonstahl verwendet. Die Vorteile der Anwendung von Konstruktionsleichtbeton lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Gewichtseinsparungen infolge geringer Rohdichte gegenüber Normalbeton
- thermisch trägere Masse gegenüber Normalbeton infolge geringer Wärmeleitfähigkeit
- geringere Zwangsspannungen infolge kleinerer Wärmeleitfähigkeit, Wärme-dehnzahl und niedrigeren Elastizitätsmoduls

2. VERSUCHSPROGRAMM

Das Versuchsprogramm setzte sich aus insgesamt 8 Kälteschockversuchen zusammen. An 2 bewehrten Versuchskörpern wurde die Untersuchung der freien Temperaturverformung (Krümmung und Dehnung) von Stahlleichtbetonstäben infolge einseitigen Kälteschocks vorgenommen. Bei 6 Versuchskörpern wurde die freie mittlere Krümmung durch Biegezwang auf ein Minimum kompensiert. Die mittlere Dehnung infolge einseitigen Kälteschocks wurde bei diesen Versuchskörpern nicht behindert.

Im Anschluß an die zuvor beschriebenen Kälteschockversuche wurde der Bruchversuch (Biegung) durchgeführt. Einer der Versuchskörper wurde dabei ver-

gleichshalber bei Raumtemperatur (RT) geprüft. Alle weiteren Versuchskörper wurden bei Tieftemperatur (TT) unter Beibehaltung des stationären Temperaturfeldes zu Bruch gefahren.

Es wurden folgende Versuchsparameter gewählt:

- a) mittlere Betonfeuchte: - zum einen bei versiegelter Lagerung; zur Herstellung dieser Versuchskörper wurden vorgefeuchtete Leichtzuschläge verwendet
 - zum anderen bei Normallagerung (+ 20 °C/65 % relative Feuchte; zur Herstellung dieser Versuchskörper wurden ofentrockene Leichtzuschläge verwendet
- b) Bewehrungsgrad: $\mu = 0,50 \% ; 0,75 \% ; 0,96 \%$
- c) Verbügelung

Die Tabelle 2.1 gibt einen Überblick über die Parameter der Versuche.

3. VERSUCHSKÖRPER

Die Versuchskörper hatten einen Querschnitt mit den Abmessungen $b/d = 20/40$ cm und eine Länge $l = 390$ cm. Die Hauptbewehrung am Zug- und Druckrand - aus BSt 420/500 RU - bestand aus $2 \times 2 \varnothing 16$, $2 \times 3 \varnothing 16$ und $2 \times 2 \varnothing 22$ (s. Tab. 2.1). Die Betondeckung betrug $c = 2d_s$ (Bilder 3.1, 3.2, 3.3, 3.4).

Um die freie Rißbildung nicht zu beeinträchtigen, wurden im Meßbereich von 7 der Versuchskörper keine Bügel eingebaut. In den Versuchskörper BS3 wurden 2-schnittige Bügel mit $d_s = 10$ mm und $s_{b\ddot{u}} = 30$ cm eingebaut, um den Einfluß einer Verbügelung auf die Längsrißbildung infolge behinderter Temperaturverformung in Versuchskörperquerrichtung zu überprüfen. Hierauf wird

gesondert in Abschn. 9.3 eingegangen.

Sämtliche Versuchskörper erhielten im Bereich der Einleitung des Biegezwangmoments bzw. des Bruchmoments Bügel zur Aufnahme der Querkraft. Sie dienten gleichzeitig zur Lagesicherung der Hauptbewehrung. Um ein vorzeitiges Biegeversagen im Einleitungsbereich zu verhindern, wurden hier zusätzliche Bewehrungsstäbe in der Zugzone angeordnet. Für die Aufnahme der Spaltzugkräfte infolge der Lasteinleitung wurden horizontale Schlaufen an den Versuchskörperenden eingebaut.

Unter Berücksichtigung der Störzone seitlich der Auflagerpunkte, die aus der Lasteinleitung in den Querschnitt resultiert, wurde eine Meßlänge mit $l = 160$ cm zwischen den Auflagern mit Abstand $a = 210$ cm festgelegt. Der Stabbereich zwischen den Auflagern ist die Zone mit $M = \text{const.}$

Zur Messung des Dehnungszustandes im Rißquerschnitt sowie zur Ermittlung des Spannungsverlaufs entlang der Stahlachse im Bereich des Risses wurde in der Mitte der freien Meßlänge der biegezwangbeanspruchten Versuchskörper eine Sollbruchstelle angeordnet. Die Versuchskörper, an denen nur die freien Temperaturverformungen gemessen wurden, erhielten keine Sollbruchstelle. Zur Schwächung der Biegezugzone wurde ein Trennblech mit der Dicke $t = 1$ mm auf eine Bügelleiter aus Stabdurchmessern von 6 mm geschweißt. Diese Bügelleiter sorgte gleichzeitig für die Lagesicherung der Hauptbewehrung im unverbügelten Bereich zwischen den Auflagern bei der Herstellung. Die Ausbildung des Trennbleches sowie die Lage des Trennbleches im Querschnitt der Versuchskörper ist den Bildern 3.1 bis 3.4 zu entnehmen.

Für die einseitige schockartige Abkühlung über die 20 cm breite Versuchskörperseite wurde Flüssigstickstoff verwendet, der eine Temperatur von $\vartheta = -196$ °C aufweist. Die Betonoberfläche wurde direkt vom Flüssigstickstoff beaufschlagt. Zur Aufnahme des Flüssigstickstoffs wurde ein Behälter mit 0,2 mm dicker Kupferfolie als Behälterwand konzipiert, die während des Betoniervorganges in den Beton eingelassen wurde. Die Kupferfolie bindet ca. 10 mm in den Beton ein und ragt ca. 40 mm aus der Betonoberfläche heraus. Die Nahtstellen der Kupferfolie wurden mit dem Klebematerial Stycast 2850 FT (Katalysator) der Fa. Emerson & Cuming abgedichtet. In allen Ver-

suchen erwiesen sich die verwendeten Behältermaterialien als beständig gegenüber extremen Tieftemperaturen ($\vartheta = -196\text{ °C}$) und flüssigkeitsdicht. Darüber hinaus lag durch die Wahl von Kupfer für die Behälterausführung ein auch bei TT weiches Material vor, das im teilweise einbetonierten Zustand das Tragverhalten der Versuchskörper nicht beeinflussen konnte. Weitere Angaben zur Ausführung des Flüssigstickstoff-Behälters befinden sich in den Bildern 3.1 bis 3.4.

4. BAUSTOFFE

4.1 Konstruktionsleichtbeton (LB)

4.1.1 Allgemeines

Auf die Veränderung der Materialkennwerte vom Einzelbaustoff LB bei TT wurde in [8] ausführlich eingegangen. In der vorliegenden Forschungsarbeit werden zwei Konstruktionsleichtbetone behandelt. Zum einen ein foliengelagerter LB mit vorgefeuchteten Leichtzuschlägen, zum anderen ein normalgelagerter ($+20\text{ °C}/65\text{ \% r. F.}$) LB mit ofentrockenen Leichtzuschlägen. Die Güte beider Konstruktionsleichtbetone entspricht einem LB 45. Mit der Wahl zweier Konstruktionsleichtbetone für die Ausziehversuche sollte die mittlere Betonfeuchte extrem variiert werden.

Das Sicherheitskonzept für LNG-Sicherheitsbehälter sieht die Ausführung eines Liners an der Innenseite von Außenbehälterwänden vor. Mit der Wahl der versiegelten Lagerung sollten die Feuchteverhältnisse in dicken Betonbauteilen bzw. unmittelbar hinter dem Stahl liner nachgebildet werden. Die Normallagerung spiegelt dagegen die Feuchteverhältnisse in der äußeren Zone von Außenbehälterwänden wider.

Die Zusammensetzung der untersuchten Konstruktionsleichtbetone sowie die wesentlichen mechanischen Eigenschaften bei RT sind den Tabellen 4.1 und 4.2 zu entnehmen.

Zur Entwicklung eines Berechnungsmodells für biegezugbeanspruchten Stahlleicht- und Spannleichtbeton bei einseitiger schockartiger Abkühlung sind u. a. eingehende Kenntnisse über die Tieftemperatureigenschaften von LB erforderlich. Im folgenden werden nur die wesentlichen Materialeigenschaften untersucht und mittels der in [8] aufgestellten Gesetzmäßigkeiten überprüft.

Die Probekörper zur Ermittlung der Zylinderdruckfestigkeit, des Elastizitätsmoduls und des thermischen Dehnverhaltens bei TT waren zylinderförmig mit den Abmessungen $\emptyset = 8$ cm und $h = 16$ cm. Die Spaltzugfestigkeit wurde an Zylinderproben mit $\emptyset = 8$ cm und $h = 8$ cm ermittelt. Zur Herstellung der Begleitkörper sowie zur Versuchsdurchführung sei hier auf [8], Abschn. 2.3 und 2.4 verwiesen.

4.1.2 Mittlere Betonfeuchte von LB

Nach [7] sind die Materialkennwerte von LB wesentlich abhängig von der mittleren Betonfeuchte

$$u_m = \frac{G(f) - G(tr)}{G(tr)} \cdot 100 \quad [M.-%] \quad (4.1)$$

Bei den in Folie versiegelten Versuchskörpern war die mittlere Betonfeuchte über den Querschnitt nahezu konstant. Die Messungen ergaben im Mittel Werte von $u_m = 12,8$ %.

Bei den normalgelagerten Versuchskörpern stellte sich naturgemäß ein Feuchtegefälle von innen nach außen ein. Zur näherungsweisen Ermittlung der Feuchteverteilung über den Querschnitt $20/40$ cm² wurde wie folgt vorgegangen: Begleitend wurden bei der Herstellung der normalgelagerten Versuchskörper 3 Probekörper mit den Abmessungen $b/d/l = 20/40/30$ cm³ betoniert.

Zur Nachbildung der Feuchteverhältnisse in den 3,90 m langen Versuchskörpern wurden die Stirnflächen mit den Abmessungen 20/40 cm mit Folie versiegelt. Die Feuchteverteilung wurde nach ca. 110 Tagen und ca. 260 Tagen (bei Versuchsdurchführung) Normallagerung ermittelt. Hierzu wurden aus einem Viertelquerschnitt der Probekörper gemäß Bild 4.1 12 Sägestücke mit den Abmessungen $b/d/l = 4/5/5 \text{ cm}^3$ entnommen. Das Sägen erfolgte trocken, um die Feuchteverteilung nicht zu beeinflussen. Die mittlere Feuchte der Sägestücke wurde nach Gl. (4.1) ermittelt. Im Bild 4.1 ist die Verteilung der mittleren Feuchte nach 110 bzw. 260 Tagen aufgetragen. Es fällt auf, daß die Änderung der Feuchteverteilung in den ersten 110 Tagen deutlicher ausgeprägt ist als im Zeitraum von 110 Tagen bis 260 Tagen. Nach ca. 260 Tagen beträgt die mittlere Betonfeuchte im Eckbereich im Mittel $u_m = 5,6 \%$, im Randbereich $u_m = 7,3 \%$ und im Innern des Querschnitts $\bar{u}_m = 10,3 \%$. Der Mittelwert für den gesamten Querschnitt ergibt sich zu $u_m = 8,5 \%$.

4.1.3 Zylinderdruckfestigkeit von LB bei TT

Das Bild 4.2 zeigt für die dieser Arbeit zugrunde liegenden LB die Abhängigkeit der Zylinderdruckfestigkeit von der Temperatur im Alter von ca. 140 Tagen (bei VD des versiegelten LB) und im Alter von ca. 350 Tagen (bei VD des normalgelagerten LB). Die Zylinderdruckfestigkeit nimmt von ca. 54 bis 56 N/mm^2 bei RT auf ca. 90 bis 95 N/mm^2 bei $\vartheta = -170 \text{ }^\circ\text{C}$ zu. Die Zylinderdruckfestigkeit des normalgelagerten LB ist geringfügig größer als die des versiegelten LB. Zusätzlich ist im Bild 4.2 das Berechnungsergebnis nach Gl. (2.1) von [8] mit aufgenommen. Die Übereinstimmung von Berechnungs- und Versuchsergebnis ist befriedigend.

4.1.4 Spaltzugfestigkeit von LB bei TT

Im Bild 4.3 sind für die hier verwendeten Konstruktionsleichtbetone die gemessenen Spaltzugfestigkeitswerte bei TT aufgetragen. Das Betonalter betrug ebenfalls ca. 140 Tage bzw. 350 Tage. Die Spaltzugfestigkeit des feuchteren LB liegt oberhalb der Spaltzugfestigkeit des LB mit geringerer Feuchte. Die absolute Festigkeitssteigerung infolge TT ist weitgehend unabhängig von der mittleren LB-Feuchte [8]. Das Rechenergebnis nach Gl. (2.4) von [8] beschreibt zutreffend das Versuchsergebnis (Bild 4.3).

4.1.5 Druck-Elastizitätsmodul von LB bei TT

Der Druck-Elastizitätsmodul im Alter von ca. 140 bis 350 Tagen wächst unabhängig von der mittleren Feuchte von ca. 20.000 N/mm^2 bei RT auf ca. 30.000 N/mm^2 bei $\vartheta = -170^\circ\text{C}$ (Bild 4.4). Das ebenfalls dargestellte Berechnungsergebnis zeigt, daß mit der Gl. (2.7) von [8] eine gute Beschreibung des Elastizitätsmoduls im Tieftemperaturbereich gelingt.

4.1.6 Thermisches Dehnverhalten von LB bei TT

Das thermische Dehnverhalten von LB bei TT ist von entscheidender Bedeutung für den inneren thermischen Zwang von Stahlleichtbetonstäben. Nach [7] ist das thermische Dehnverhalten von LB wesentlich abhängig von der mittleren Betonfeuchte.

Im Bild 4.5 ist die thermische Dehnung des versiegelten LB dargestellt. Der prinzipielle Verlauf der thermischen Dehnung ist in [6,7,8] näher beschrieben. Der Kurvenverlauf weist auf einen ausgeprägten Expansionsvorgang im Bereich $\vartheta \approx -20$ bis -60°C hin. Das Maximum bei $\vartheta \approx -60^\circ\text{C}$ beträgt ca. $+0,5\text{ ‰}$.

Bei den normalgelagerten Versuchskörpern ist das thermische Dehnverhalten von LB über den Querschnitt der anstehenden mittleren Feuchte entsprechend unterschiedlich verteilt. Hieraus resultieren bei konstanter TT Eigenspannungen. Zur Klärung wurden den in Abschn. 4.1.2 beschriebenen Begleit-Probekörpern $20/40/30 \text{ cm}^3$ 20 cm lange Bohrkerne mit einem Durchmesser von 80 mm - wiederum trocken gezogen - entnommen. Anschließend wurden die Bohrkerne in 4 Sägestücke mit einer Länge von je 5 cm geteilt. An diesen Sägestücken wurde das mittlere thermische Dehnverhalten für die Randzone sowie für den Kernbereich des $20/40 \text{ cm}^2$ - Querschnitts ermittelt. Das Bild 4.6 zeigt das Ergebnis dieser Untersuchungen. In der Kernzone expandiert die Probe auf ein Maximum von ca. $+0,2\text{ ‰}$. Im Randbereich stellen sich dagegen keine positiven Dehnungen ein. Dies ist auf die unterschiedliche mittlere Feuchte von Rand- und Kernzone zurückzuführen.

Bei den Berechnungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird von dem im Bild 4.6 dargestellten mittleren Kurvenverlauf ausgegangen, da dieser mit den Meßergebnissen gut in Einklang gebracht werden konnte.

4.2 Bewehrungsstahl

In allen Fällen wurde ein handelsüblicher Betonstahl BSt 420/500 RU mit den Nenndurchmessern $d_s = 16 \text{ mm}$ und $d_s = 22 \text{ mm}$ verwendet. In [3] und [8] werden alle wesentlichen Materialkennwerte sowie die entsprechenden Materialgesetze ausführlich behandelt, so daß in der vorliegenden Forschungsarbeit auf die entsprechenden Abschnitte in [3] und [8] verwiesen werden kann.

5. HERSTELLUNG UND LAGERUNG DER VERSUCHSKÖRPER

Boden und Seitenteile der Schalung bestanden aus kunststoffbeschichteten Schaltafeln. Der Bewehrungskorb wurde so in der Schalung verlegt, daß die Biegezugbewehrung unten, also im guten Verbundbereich lag. Entsprechend mußte die Kupferfolie zur Ausbildung des Flüssigstickstoff-Behälters in der Schalung an der Unterseite verlegt werden. Die Versuchskörper wurden unmittelbar vor der Versuchsdurchführung um 180° in ihre Sollprüflage gedreht. Die Bilder 5.1 und 5.2 zeigen beispielhaft die Verlegung der Kupferfolie in der Schalung sowie einen Bewehrungskorb und eine Schalung mit eingesetztem Bewehrungskorb.

Der Beton wurde in einem 350 l-Zwangsmischer hergestellt. Der Beton wurde in drei Lagen eingebracht und mit Innenrüttlern verdichtet. Begleitend wurden bei jeder Betonage Würfel mit 15 cm Kantenlänge und Zylinder mit $\varnothing = 15 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$ hergestellt. An diesen wurden nach DIN 1048 nach 28 Tagen und bei Versuchsdurchführung Druck-, Spaltzugfestigkeit und Druck-Elastizitätsmodul bei RT bestimmt.

24 Stunden nach Herstellung der Versuchskörper wurde die Seitenschalung entfernt. Anschließend lagerten alle Versuchskörper sieben Tage unter feuchten Tüchern. Zur Nachbildung der Feuchteverhältnisse in dicken Betonbauteilen bzw. unmittelbar hinter dem Stahlliner wurden für 4 der Versuchskörper die folgenden Lagerungsbedingungen gewählt: Versiegelung in Folie und Lagerung bis zur Versuchsdurchführung im Alter von ca. 140 Tagen in der Prüfhalle bei rd. + 20 °C und 65 % r. F. Die Versiegelung bestand aus einer eng am Betonkörper anliegenden Aluminiumfolie und einer selbstklebenden PVC-Folie. Damit waren Änderungen der Ausgangsfeuchte des Betons während der Lagerungsdauer weitgehend ausgeschlossen.

4 weitere Versuchskörper sollten dagegen - wie schon erwähnt - die Feuchteverhältnisse in der äußeren Zone von Außenbehälterwänden widerspiegeln. Diese Versuchskörper lagerten nach 7-tägiger Feuchtlagerung - offen der Luft ausgesetzt - in der Prüfhalle bei rd. + 20 °C und 65 % r. F. Damit war eine baupraktisch natürliche Trocknung möglich.

6. VERSUCHSEINRICHTUNG

Das Bild 6.1 zeigt eine Übersicht über den Versuchsaufbau. Er setzt sich aus den folgenden Elementen zusammen: Versuchskörper mit Flüssigstickstoff-Behälter an der Oberseite und Wärmedämmung, hydraulische Pressen zur Erzeugung der Biegezwangbeanspruchung und Prüfraumen.

Die Versorgung des Behälters erfolgte - wie schon erwähnt - mit Flüssigstickstoff als Kühlmittel, der über 2 Zuleitungen in den Behälter gefüllt wurde (Bilder 6.2 und 6.3). Die Beaufschlagung der Versuchskörperoberseite mit flüssigem Stickstoff war direkt, um ungünstigste Temperaturbeanspruchungs-Verhältnisse zu erzeugen. Im Störfall "vollständiges Auslaufen von LNG in den Ringspalt" wird in der LNG-Außenwand ein eindimensionales Temperaturfeld aufgebaut. Im Versuch wurde der Aufbau eines eindimensionalen Temperaturfeldes ermöglicht, indem die Seiten der Versuchskörper

mit einer 10 cm dicken Wärmedämmung aus Styropor versehen wurden. Die Wärmedämmung wurde auf seitlich in die Versuchskörper einbetonierte Gewindestangen gesteckt und mittels Flügelschrauben an den Versuchskörper gedrückt. Damit konnte die seitliche Wärmedämmung für Messungen kurzzeitig abgenommen und wieder montiert werden. Die Unterseite der Versuchskörper blieb offen. Zusätzlich wurden die Stirnseiten und die Versuchskörperoberseite im Bereich der Krafteinleitung durch die Pressen wärmegeklämt, um die Störung des gewünschten Temperaturfeldes auch an den Versuchskörperenden auf ein Minimum zu begrenzen. Die Temperaturmessungen ergaben während der gesamten Abkühlphase - jeweils eine Höhenordinate betrachtet - weitgehende Temperaturkonstanz in Versuchskörper-Querrichtung. Um die Kühlmittelverluste möglichst klein zu halten, wurde der Stickstoffbehälter seitlich und oben mittels Wärmedämmung ummantelt.

Als statisches System der Versuchskörper wurde ein Einfeldträger mit beidseitigem Kragarm gewählt. Die Auflager bestanden aus einem Rollenlager und einem Halbrund.

Die Einleitung der Vertikalkräfte an den Kragarmenden zur Erzeugung eines konstanten Biegezugmoments zwischen den Auflagern erfolgte mittels zweier Hohlkolben-Druck-Zug-Prüfzylinder mit einer maximalen Druckkraft von 100 kN. Die Pressen stützten sich bei Lastaufbringung gegen einen Prüfrahmen sehr hoher Eigensteifigkeit ab. Die Ableitung der Vertikalkräfte erfolgte über die Auflager und 2 Auflagerbetonblöcke in die 1 m dicke kreuzweise vorgespannte Betondecke, die den Prüfrahmen schließt.

7. MEBVERFAHREN UND MESSUNGEN

7.1 Messung der Temperaturen

Zur Messung der Temperaturverteilung über den Querschnitt wurden Eisen-Konstantan-Thermoelemente eingesetzt. Die Lage der Thermoelemente im Betonquerschnitt ist den Bildern 7.1 bis 7.3 zu entnehmen. Zusätzlich wurde die

Temperatur der Bewehrungsstäbe an definierten Stellen innerhalb der Meßlänge gemessen. Diese Stellen waren: am Anfang und Ende jeder Stahl-DMS-Gruppe sowie in unmittelbarer Nähe der zugehörigen Ausgleichsdehnmeßstreifen. Die Aufzeichnung der Temperaturen erfolgte kontinuierlich über einen Phillips-multipoint-data-recorder (PM 8237 A) während der gesamten Abkühlphase.

7.2 Messung der Dehnungen

Zur Messung der mittleren Dehnung in der Zugzone wurde ein Setzdehnungsmesser mit einer Meßbasis von 500 mm eingesetzt. Es wurden je Versuchskörperseite innerhalb der vorgegebenen Meßlänge von $l_0 = 1600$ mm 3 SDM-Meßbasen in Höhe der gezogenen Bewehrung angeordnet (Bilder 7.1 bis 7.3). Auf die Verwendung von induktiven Wegaufnehmern (WA) mußte hier verzichtet werden, da infolge Montage und Demontage der seitlichen Wärmedämmung während des Versuchs zur Rißbildaufnahme ein Verschieben des WA-Gestänges nicht zu vermeiden gewesen wäre. Zudem wäre in der Wärmedämmplatte eine Aussparung zur Aufnahme von WA und Gestänge erforderlich gewesen, die das eindimensionale Temperaturfeld empfindlich gestört hätte. Die Versuche ergaben, daß bei der Wahl der SDM-Meßbasis von 500 mm die mittlere Dehnung über eine ausreichend große Anzahl von Rissen hinweg gemessen werden konnte.

Die mittlere Dehnung in der Druckzone wurde mittels WA (Typ W5 der Fa. Hottinger) und Meßstäbe $d_s = 6$ mm aus Invar zweifach an der nicht wärmegeämmten Versuchskörperunterseite gemessen. Die Meßbasis betrug $l_0 = 1600$ mm. Das Meßergebnis wurde während des Versuchs über Linienschreiber aufgetragen (Bilder 7.1 bis 7.4).

Vergleichend wurde die mittlere Dehnung über die gesamte Versuchskörperlänge in Querschnittsmitte gemessen (mittlere Mittendehnung). Die Messung erfolgte dabei mittels WA (Typ W10) und Quarzglasstäbe ($d_s = 8$ mm) an den Versuchskörperenden. Die Quarzglasstäbe wurden hier durch die Stirnwärmedämmung geführt. Zur Fixierung der Quarzglasspitze in der Mitte des Versuchskörperquerschnitts wurde je Stirnseite ein Metallplättchen mit einer eingelassenen Nut aufgeklebt. Die WA waren auf massiven Stativen montiert.

Zur Messung der Stahldehnungen waren für die Stäbe in der Zugzone je 5 tieftemperaturgeeignete Cu-Ni-DMS (KFL-1-C1-11 der Firma Kyowa), für die Stäbe in der Druckzone je 1 DMS vorgesehen. Die DMS der gezogenen Bewehrung waren an der Sollbruchstelle sowie zu beiden Seiten in einem Abstand von 2,5 cm bzw. 5,0 cm angeordnet. Die Druckbewehrung erhielt je Sollbruchstelle einen DMS. -

Genauere Angaben sind den Bilder 7.1 bis 7.3 zu entnehmen. Die DMS wurden entlang der Längsrippe aufgeklebt, um den Verbund möglichst wenig zu beeinträchtigen. Nichtklebende Teflonfolie und tieftemperaturgeeignetes Schutzmaterial dienten zum Schutz und zur Isolierung von DMS und Lötstellen.

Um den Einfluß der scheinbaren Dehnung (Eigendehnung) der DMS infolge Temperatur zu eliminieren, wurde je Bewehrungsstab ein Ausgleichs-DMS angeordnet. Dieser wurde ringförmig am Bewehrungsstab installiert. Mit dieser Anordnung wurde gleichzeitig auch die freie Temperaturverformung des Stahls eliminiert, die keine Spannung erzeugt.

In diesem Zusammenhang sei hier schon auf ein Versuchsergebnis hingewiesen. Leider sind sämtliche Stahl-DMS der gezogenen Bewehrungsstäbe der versiegelt gelagerten Versuchskörper schon zu Beginn der Abkühlung ausgefallen. Vermutlich war ein elektrischer Kurzschluß an der Verbindungsstelle Anschlußkabel-DMS infolge erhöhter Betonfeuchte die Ursache.

7.3 Messung der Durchbiegung

Zur Aufzeichnung der Biegelinie und zur Ermittlung der Krümmung im Meßbereich mußte an definierten Stellen die vertikale Durchbiegung der Versuchskörper gemessen werden. Diese Meßstellen waren die Mittendurchbiegung, die Durchbiegungen an den Viertelpunkten zwischen den Auflagern und die Durchbiegung an den Auflagern. Zusätzlich wurden die Durchbiegungen im Abstand von 75 cm von den Auflagern an den Kragarmen gemessen (Bilder 7.1 bis 7.4).

Aus versuchstechnischen Gründen mußten die Durchbiegungen an der freien Unterseite der Versuchskörper gemessen werden. Das Wegaufnehmergestänge bestand aus Quarzglasstäben, die von einer Federblechkonstruktion (Bild 7.4)

an der Versuchskörperunterseite angedrückt wurden. Mit dem Einsatz von Quarzglas für die Meßstäbe konnten die thermischen Dehnungen infolge von Temperaturschwankungen vernachlässigbar klein gehalten werden. Zur Fixierung der Quarzglasspitzen an den gewünschten Meßstellen wurden Metallplättchen mit einer eingelassenen Nut an der Unterseite der Versuchskörper aufgeklebt.

Die Durchbiegung der Auflager wurde ohne Einsatz von Quarzglas mittels WA und Taster zu beiden Seiten der Versuchskörper unterhalb von seitlich auskragenden Stahlplatten gemessen. Die Stahlplatten, die zwischen Versuchskörper und Rollenlager bzw. Halbrund eingebaut wurden, dienten gleichzeitig als Lastverteilungsplatten (Bild 7.4).

Sämtliche Durchbiegungsmessungen wurden mittels induktiver Wegaufnehmer (WA) der Firma Hottinger durchgeführt. Folgende Wegaufnehmertypen wurden verwendet: für die Mittendurchbiegung WA vom Typ W5, für die Durchbiegung an den Auflagern WA vom Typ W2, für die übrigen Durchbiegungen WA vom Typ W10.

7.4 Messung der Rißbreiten

Die Rißbreiten wurden mit Meßlupen auf 0,01 mm gemessen. Die Messungen der Rißbreiten der Biegezwangrisse erfolgte auf beiden Seitenflächen des Versuchskörpers jeweils 4 cm bzw. 5,5 cm unterhalb des oberen Randes. Dies entsprach der Lage der Bewehrungsstablage 2.

7.5 Steuerung und Messung der Kräfte zur Erzeugung der Biegezwangbeanspruchung

Die verwendeten Prüfzylinder wurden schon in Abschn. 6 beschrieben. Die Kraftmessung erfolgte über eingebaute Kraftmeßdosens.

Es war - wie schon erwähnt - u. a. das Ziel, die Biegezwangbeanspruchung infolge einseitigen Kälteschocks bei behinderter Krümmung zu ermitteln. Es war geplant, während der gesamten Kühlzeit die Krümmung $\kappa_m = + 0,2 \cdot 10^6$ 1/mm konstant zu halten. Leider war es versuchstechnisch nicht möglich,

derart kleine Verformungen präzise zu steuern. Als mögliche Ursachen hierfür können genannt werden: Zum einen eine nicht vermeidbare Temperaturänderung in der Umgebung des Versuchsstandes infolge der Abkühlung. Hieraus resultieren scheinbare Dehnungen in den Wegaufnehmern und Meßstäben, die über die Regelung die Pressenkraft steuern. Die Elimination dieser scheinbaren Dehnungen, d. h. die Temperatur konstant halten, ist mit einem vertretbaren Aufwand nicht möglich. Zum anderen ist die Eigensteifigkeit des gesamten Systems (Auflagerkonstruktion, Prüfraumen, etc.) nicht groß genug, um derart kleine Verformungen genau zu steuern. In den Biegezwangsversuchen wurden i. d. R. maximale mittlere Krümmungen von ca. $+ 0,4 \cdot 10^{-6}$ bis $+ 1,0 \cdot 10^{-6}$ 1/mm gemessen. Diese aufgezwungenen Krümmungen betrugen ca. 10 bis 20 % der freien Temperaturkrümmungen. Damit waren die Versuchskörper als an den Auflagern elastisch eingespannte Stahlleichtbetonstäbe einzustufen.

Im Bild 7.5 ist die elektronische Verknüpfung des Versuchskörpers mit den verwendeten Meß- und Steuereinheiten schematisch dargestellt. Der gesamte Versuchsstand setzt sich i. w. aus dem Versuchskörper selbst, der Regeleinrichtung und der Meßeinrichtung zusammen.

Die Regelung läßt sich wie folgt beschreiben. Eine Vielstellen-Meßanlage (UPH) mißt während des gesamten Versuchs die Durchbiegungen in Feldmitte und an den Auflagern des Versuchskörpers. Diese Daten werden auf einen Analogrechner (Tectronix) übertragen, der aus den Relativverformungen die augenblickliche mittlere Krümmung berechnet und diese mit der vorgegebenen maximalen Krümmung vergleicht. Wird die vorgegebene Krümmung von der augenblicklichen am Versuchskörper überschritten, so gibt der Rechner ein Signal an den Regelschrank. Dieser regelt die Pressenkräfte solange, bis die aktuelle Krümmung unterhalb der vorgegebenen liegt. Dieser Regelungskreis wird ständig durchlaufen (Bild 7.5).

7.6 Registrierung der Meßdaten

Sämtliche Daten der Kraft-, Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen wurden von einer Vielstellen-Meßanlage aufgenommen und auf einen Analogrechner zwischengespeichert (Bild 7.5). Die Daten der Rißbreiten- und Stahldehnungsmessungen wurden nach Zuruf auf dem Analogrechner zwischengespeichert. An-

schließlich wurden sämtliche Meßdaten zur Auswertung auf eine Großrechenanlage weitergeleitet.

8. VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

8.1 Versuche zur Ermittlung der freien Temperaturverformung (instationäres Temperaturfeld)

Vor Kühlbeginn wurden sämtliche Wärmedämmplatten am Versuchskörper montiert (s. Abschn. 6), um die Entwicklung eines eindimensionalen Temperaturfeldes zu gewährleisten. Als effektiver Kühlbeginn wurde der Zeitpunkt festgelegt, zu dem sich an der Betonoberfläche nach anfänglichen Verdampfungsverlusten ein dünner Flüssigstickstoff-Film einstellte. Im weiteren Versuch wurde ein Flüssigstickstoff-Stand im Behälter von ca. 2 cm gehalten. Dies erfolgte mittels eines speziell für diese Aufgabe konzipierten Schwimmers, der einen Verschlußmechanismus am Ende der Flüssigstickstoff-Zuführung betätigte.

Die Abstände der Meßzyklen wurden wie folgt gewählt:

- ca. alle 10 Minuten in der 1. Stunde
- ca. alle 15 Minuten in der 2. Stunde
- ca. alle 30 Minuten in der 2. bis 12. Stunde
- ca. alle 60 Minuten in der 12. Stunde bis Versuchsende (nach ca. 30 Std.)

Zur Ausführung manueller Messungen mußten die Wärmedämmplatten im Meßbereich kurzzeitig abgenommen werden. Die Temperaturmessungen ergaben, daß dabei das eindimensionale Temperaturfeld nur in einer sehr schmalen Randzone von wenigen mm Dicke beeinträchtigt wurde. Auf die Gesamtverformung der Versuchskörper hatte diese Störung einen vernachlässigbar kleinen Einfluß. Der Versuch wurde abgebrochen, nachdem sich das Temperaturfeld nur noch unwesentlich änderte. Nach ca. 30 Stunden stellte sich ein nahezu stationäres Temperaturfeld ein.

Während der Versuche wurden folgende Messungen durchgeführt:

- die Temperaturverteilung im Betonquerschnitt
- die mittlere Dehnung in Stablage 2 über eine Meßbasis von 500 mm mittels SDM
- die mittlere Dehnung in der Druckzone über eine Meßbasis von 1,60 m mit induktiven Wegaufnehmern an der Unterseite
- die mittlere Mittendehnung über die gesamte Versuchskörperlänge mittels induktiver Wegaufnehmer an den Enden der Versuchskörper
- die Durchbiegung an definierten Meßstellen an der Versuchskörperunterseite mittels induktiver Wegaufnehmer
- die Rißbreiten von Eigenspannungsrissen bzw. Rissen infolge inneren thermischen Zwangs mittels Rißlupe
- die Rißabstände von Eigenspannungsrissen bzw. Rissen infolge inneren thermischen Zwangs im Zuge der Rißentwicklung
- die Aufnahme des Rißbildes infolge behinderter Temperaturverformung in Querrichtung
- die Rißbreiten der Risse infolge behinderter Temperaturverformung in Querrichtung mittels Rißlupe

8.2 Biegezwangsversuche (instationäres Temperaturfeld)

Abkühlung, Meßmethodik am Versuchskörper sowie die Abstände der Meßzyklen entsprechen den Ausführungen in Abschnitt 8.1.

Während der Versuche wurden folgende Messungen durchgeführt:

- die Temperaturverteilung im Betonquerschnitt und an den Meßstellen am Bewehrungsstahl
- die Lasten bzw. Pressenkräfte zur Erzeugung der Biegezwangsbeanspruchung
- die mittlere Dehnung in Stablage 2 über eine Meßbasis von 500 mm mittels SDM
- die mittlere Dehnung in der Druckzone über eine Meßbasis von 1,60 m mit induktiven Wegaufnehmern an der Unterseite
- die mittlere Mittendehnung über die gesamte Versuchskörperlänge mittels induktiver Wegaufnehmer an den Enden der Versuchskörper

- die Stahldehnungen in Zug- und Druckzone im Bereich einer vorgegebenen Sollrißstelle mit Cu-Ni-DMS
- die Durchbiegung an definierten Meßstellen an der Versuchskörperunterseite mittels induktiver Wegaufnehmer
- die Rißbreiten der Biegezwangrisse in Höhe der Bewehrungsstablage 2 mittels Rißlupe
- die Abstände der Biegezwangrisse im Zuge der Rißentwicklung

8.3 Bruchversuch (stationäres Temperaturfeld)

In allen Fällen wurde im Anschluß an den Kühlversuch ein Bruchversuch bei stationären Temperaturbedingungen durchgeführt. Einer der Versuchskörper (BV1) wurde bei RT geprüft, die übrigen bei TT.

Die Versuchskörper mit dem höheren Bewehrungsgrad (2 x 3 Ø 16, 2 x 2 Ø 22) konnten mittels der im Abschnitt 6 beschriebenen 100 kN-Pressen nicht zu Bruch gefahren werden. In diesen Fällen wurden die 100 kN-Pressen durch 250 kN-Pressen ersetzt. Während des Umbaus wurde das stationäre Tieftemperaturfeld aufrechterhalten.

Die Lasten wurden stufenweise aufgebracht. Nach Eintreten des Fließens der Biegezugbewehrung wurde der Bruchversuch abgebrochen. Während des Bruchversuchs wurden folgende Messungen bzw. Aufzeichnungen gemacht:

- Entwicklung des Biegerißbildes
- abgeschlossenes Rißbild der Biegerisse
- maximal aufnehmbares Biegemoment

9. VERSUCHSERGEBNISSE

9.1 Allgemeines

Biegezwangbeanspruchte Stahlbetonstäbe, die einseitig schockartig abgekühlt werden, unterliegen unterschiedlichen Beanspruchungszuständen. Im folgenden werden die verwendeten Begriffe für diese Beanspruchungszustände kurz erläutert.

1. Eigenspannungen:

sie entstehen durch die Behinderung von Verformungen zwischen den einzelnen Betonfasern innerhalb des Querschnitts infolge veränderlicher Temperatur, sowie infolge veränderlicher Temperaturdehnzahlen und Elastizitätsmoduli von Beton im TT-Bereich; sie treten auch in statisch bestimmt gelagerten Bauteilen auf; es resultieren keine Schnittkräfte

2. innere thermische Zwangspannungen:

das thermische Dehnverhalten von Beton und Stahl kann im TT-Bereich beträchtliche Unterschiede aufweisen; bei Annahme unverschieblichen Verbundes können sich die freien Dehnungen beider Baustoffe nicht frei entfalten; aus der gegenseitigen Behinderung der freien Dehnung resultieren innere thermische Zwangspannungen; es resultieren keine Schnittkräfte; die inneren thermischen Zwangspannungen sind dem Wesen nach Eigenspannungen; die Trennung der Begriffe wird empfohlen, um auf ein spezielles TT-Problem hinzuweisen.

3. äußere Zwangspannungen:

sie entstehen, wenn man einen Körper eines Gesamtsystems allein betrachtet und die diesem Körper eingeprägten Verformungen behindert werden [67]; sie treten in statisch unbestimmt gelagerten Bauteilen auf; hier

resultieren Schnittkräfte; in statisch bestimmt gelagerten Bauteilen treten keine äußeren Zwangsspannungen auf.

In vielen Fällen - so auch bei den in dieser Forschungsarbeit behandelten Versuchskörpern - treten die zuvor beschriebenen Spannungen gemeinsam auf.

9.2 Instationäre Temperaturfelder

Die Bilder 9.1 und 9.2 zeigen auszugsweise die Temperaturfelder des versiegelt gelagerten Versuchskörpers BS2 und des normalgelagerten Versuchskörpers BS4. Die Temperaturentwicklung bei einseitiger schockartiger Abkühlung läßt sich wie folgt beschreiben. Kurz nach Kühlbeginn stellt sich eine sehr steile Temperaturgradient ein. Über nahezu die gesamte Dicke des Versuchskörpers herrscht noch Raumtemperatur. Die Betonoberfläche ist nach sehr kurzer Zeit auf die Eigentemperatur von -196 °C des Flüssigstickstoffs abgekühlt. Mit zunehmender Kühldauer wird die Gradient flacher. Die Temperaturänderung wird zum Inneren des Versuchskörpers immer langsamer. Erst nach 4 bis 5 Stunden Kühlzeit reagiert die Temperatur an der Versuchskörperunterseite auf die einseitige Abkühlung. Nach ca. 30 Stunden ändert sich das Temperaturfeld nur noch unwesentlich. Der stationäre Temperaturzustand ist erreicht. Der Temperaturverlauf über den Querschnitt ist nahezu geradlinig. Die Temperatur beträgt zu diesem Zeitpunkt an der Unterseite ca. -25 °C .

Es fällt auf, daß ein eindeutiger Einfluß der mittleren Betonfeuchte auf die Wärmeleitfähigkeit bzw. hier auf die Kälteleitfähigkeit nicht erkennbar ist. Dies bestätigen auch die Temperaturmessungen an den übrigen Versuchskörpern.

9.3 Eigenspannungsrisse

9.3.1 Eigenspannungsrißbild nach abgeschlossener Rißbildung

Eigenspannungsrisse entstehen, wenn die mittlere Zugspannung in Randlage infolge Temperaturgradient die wirksame Betonzugfestigkeit erreicht.

In den Bildern 9.3 und 9.4 sind die abgeschlossenen Eigenspannungsrißbilder der äußerlich ungezwängten Versuchskörper BV1 und BV2 aufgetragen. Infolge eingelegter Bewehrung sind es Eigenspannungsrisse bei innerem thermischen Zwang (s. Abschn. 9.1).

Die Eigenspannungsrisse an der Kühlseite der Versuchskörper haben einen mittleren Endrißabstand von ca. 4,5 cm. Die sichtbare mittlere Rißtiefe beträgt ca. 3,5 cm.

Zusätzlich treten infolge hoher Betonzugspannungen (s. Abschn. 10.5) Eigenspannungsrisse auch an der Versuchskörperunterseite auf. Sie reichen ca. 5 cm ins Querschnittsinnere. Bei versiegelter Lagerung beträgt der mittlere Endrißabstand ca. 14 cm, bei Normallagerung ca. 11 cm.

Bei den normalgelagerten Versuchskörpern war die Eigenspannungsrißbildung durch Schwindrisse vorgezeichnet. Die versiegelten Versuchskörper wiesen vor der Versuchsdurchführung keine sichtbaren Risse auf.

9.3.2 Entwicklung des Eigenspannungsrißbildes

Die Eigenspannungsrisse an der Kühlseite treten unmittelbar nach Kühlbeginn auf. Nach ca. 40 bis 60 Minuten ist der mittlere Endrißabstand nahezu erreicht (Bild 9.5). Die mittlere Rißtiefe der Eigenspannungsrisse wächst kontinuierlich und erreicht nach ca. 1,5 Std. ihr Maximum (Bild 9.6). Ein deutlicher Einfluß der mittleren Betonfeuchte auf die Rißentwicklung existiert nicht.

Die Eigenspannungsrisse an der Versuchskörperunterseite treten bei versiegelter Lagerung nach ca. 8 Stunden Kühlzeit auf, bei Normallagerung nach ca. 12 Stunden.

9.3.3 Rißbreiten der Eigenspannungsrisse

Die Rißbreiten wurden 2 cm unter der Oberkante der Versuchskörper nach ca. 30 Minuten gemessen. Die Rißbreiten des versiegelt gelagerten Versuchskörpers betragen ca. 0,01 bis 0,03 mm, die des normalgelagerten Versuchskör-

pers ca. 0,02 bis 0,05 mm. Die größeren Rißbreiten bei Normallagerung sind vermutlich auf den Einfluß der Schwindrißbildung zurückzuführen.

An der Versuchskörperunterseite - 2 cm über der Unterkante - wurden unabhängig von der Lagerungsart Rißbreiten von ca. 0,02 bis 0,04 mm gemessen.

9.4 Längsrißbildung infolge behinderter Temperaturverformung in Versuchskörperquerrichtung

Während der Abkühlung wurde bei allen Versuchskörpern an der Außenseite eine Längsrißbildung beobachtet. Das Bild 9.7 zeigt auszugsweise für den Versuchskörper BS3 die Entwicklung dieser Risse und das abgeschlossene Endrißbild. Zusätzlich ist die Temperaturverteilung für ausgewählte Kühlzeiten mit aufgetragen.

Die Risse haben im Endrißzustand in vertikaler Richtung einen mittleren Rißabstand von ca. 6 bis 8 cm. Die Rißbildung beginnt ca. 1 Stunde nach Kühlbeginn mit ersten Längsrissen ca. 5 cm unterhalb der Versuchskörperoberseite. Mit zunehmender Durchkühlung nimmt die Längsrißbildung zur Versuchskörperunterseite hin zu (Bild 9.7). Die Rißbreiten der versiegelt gelagerten Versuchskörper betragen ca. 0,04 bis 0,07 mm, die der normalgelagerten Versuchskörper ca. 0,02 bis 0,05 mm.

Zur Deutung der Längsrisse mußte zunächst der Verlauf der Risse im Inneren der Versuchskörper geklärt werden. Hierzu wurden im Anschluß an Versuch BS2 ausgewählte Risse verpreßt. Das Rißverpressungsmaterial war ein niedrigviskoses Epoxidharz (Icosit K). Zur Farbgebung wurde CERES-BLAU A der Fa. Beyer zugemischt. 24 Stunden nach der Rißverpressung wurde der Versuchskörper in Sägestücke mit den Abmessungen $20/40/8 \text{ cm}^3$ zerlegt. Die Schnittflächen $20/40 \text{ cm}^2$ geben den Rißverlauf der Längsrisse im Innern des Versuchskörpers gut sichtbar wieder. Das Bild 9.8 zeigt den prinzipiellen Verlauf der Längsrisse. Die Längsrisse sind - über die Breite $b = 20 \text{ cm}$ gesehen - keine durchgehenden Horizontalrisse. Sie verlaufen zunächst unter ca. 45° ins Querschnittsinnere und dann steil nach oben zur Kühlseite. Zum Teil kreuzen die Risse die Bewehrungsstablage 2. Die Risse verlaufen in Längsrichtung der Versuchskörper nicht durchgehend.

Die Längsrißbildung läßt sich wie folgt erklären. Bei vergleichender Betrachtung von Temperaturverteilung und zugehörigem Längsrißbild bei unterschiedlichen Kühlzeiten (Bild 9.7) fällt auf, daß ein Längsriß in einer Höhenkote dann entsteht, wenn in dieser Höhenkote Temperaturen von ca. $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ bis $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$ vorherrschen. In diesem Temperaturbereich expandiert der Konstruktionsleichtbeton (Bilder 4.5, 4.6). Das Expandieren in horizontaler Richtung ist allerdings durch den unterhalb der betrachteten Höhenkote anstehenden Beton mit höheren Temperaturen behindert. An der Kühlseite beginnend reißt der Beton in horizontaler Richtung. Bei weiterer Durchkühlung verlaufen die Risse weiter nach unten, bis sie schließlich an den Versuchskörperseiten sichtbar werden. Im Bild 9.9 wird dieser Rißbildungsprozeß veranschaulicht.

Um den Einfluß einer Bügelbewehrung auf die beschriebene Längsrißbildung zu untersuchen, wurden im Versuchskörper BS3 im Meßbereich 2-schnittige Bügel ($d_{s,bü} = 10\text{ mm}$, $s_{bü} = 30\text{ cm}$) angeordnet. Im Versuch wurde festgestellt, daß die Bügel die Längsrißbreiten verringern, die Längsrißbildung aber nicht verhindern.

Die Längsrißbildung ist nur versuchstechnisch bedingt, da zur Nachbildung der LNG-Behälterwand mit einseitigem Kälteschock auf Versuchskörper mit begrenzter Breite (hier $b = 20\text{ cm}$) zurückgegriffen wurde. In der Praxis können sich in einer Behälterwand mit großflächigem Kälteschock die Expansionen in der zuvor beschriebenen Form nicht einstellen.

9.5 Ergebnisse der Versuche zur Ermittlung der freien Temperaturverformung

9.5.1 Mittlere freie Mittendehnung

In den Bildern 9.10 und 9.11 ist das Versuchsergebnis für die äußerlich ungezwängten Versuchskörper BV1 und BV2 aufgetragen. Zum einen ist die mittlere Mittendehnung aus den Wegaufnehmermessungen an der Unterseite und aus den Setzdehnungsmessungen oben in Stablage 2 ermittelt, zum anderen aus den Wegaufnehmermessungen an den Versuchskörperenden über die gesamte Versuchskörperlänge hinweg. Die über die gesamte Versuchskörperlänge hinweg gemessenen Dehnungen sind geringfügig kleiner als die im Meßbereich zwischen den

Auflagern gemessenen Dehnungen. Dies ist auf die nicht vollständige Durchkühlung der Kragarmenden zurückzuführen (s. Bilder 7.1 bis 7.3). Die mittlere Dehnung des normalgelagerten Versuchskörpers ist aufgrund der größeren Temperaturdehnzahl deutlich größer als die mittlere Dehnung des versiegelt gelagerten Versuchskörpers. Der versiegelt gelagerte Versuchskörper dehnt sich nach anfänglicher Kontraktion nach ca. 8 Stunden wieder aus. Dies ist auf die höhere Expansion von feuchtem LB beim Gefrierprozeß zurückzuführen. Die mittlere Mittendehnung bleibt in der gesamten Abkühlungsphase im negativen Verformungsbereich (Verkürzung).

9.5.2 Mittlere freie Krümmung

In Bild 9.12 ist die freie mittlere Krümmung der Versuchskörper BV1 und BV2 in Abhängigkeit von der Kühlzeit aufgetragen. Die aus den Mittendurchbiegungen ermittelten Krümmungen stimmen gut mit den aus den mittleren Längsdehnungen überein.

Der Verlauf der mittleren Krümmung über der Zeit läßt sich wie folgt charakterisieren: In den ersten zwei Stunden steigt die mittlere Krümmung steil an. In den nächsten sieben Stunden flacht der Kurvenverlauf ab. Es folgt ein progressiver Anstieg, bis sich schließlich die mittlere Krümmung nach Erreichen des stationären Temperaturzustandes nach ca. 30 Stunden nicht mehr ändert.

Es ist ein deutlicher Einfluß der Lagerungsbedingungen bzw. der mittleren Betonfeuchte festzustellen. Der Anstieg der Krümmung zu Beginn der Kühlung ist bei trockenerem LB steiler als bei feuchterem LB. Diese Erscheinung ist auf die größere Temperaturdehnzahl von trockenerem LB zurückzuführen (s. Bilder 4.5, 4.6). Der abflachende Kurvenverlauf ist bei trockenerem LB deutlicher ausgeprägt als bei feuchterem LB. Der dann folgende steilere Anstieg bei feuchterem LB sowie der höhere Endwert der mittleren freien Krümmung läßt sich folgendermaßen erklären. Nach ca. 10 Stunden Kühlzeit durchläuft die Expansionswelle der freien thermischen Dehnung (Bilder 4.5, 4.6) den unteren Bereich des Versuchskörperquerschnitts. Die höheren Betonfaserexpansionen des feuchteren LB überlagern sich mit den negativen thermischen Dehnungen (Verkürzung) im oberen Bereich des Versuchskörperquerschnitts zu größeren mittleren freien Krümmungen.

9.6 Ergebnisse der Biegezwangversuche

9.6.1 Verlauf der Biegezwangmomente während der Abkühlung

Die Bilder 9.13 bis 9.16 zeigen den Verlauf der gemessenen Biegezwangmomente in Abhängigkeit von der Kühlzeit. Es ist beim Vergleich der Versuchsergebnisse zu beachten, daß den einzelnen Versuchen infolge von Ungenauigkeiten bei der Steuerung der Versuche (s. Abschnitt 7.5) unterschiedliche eingeprägte Krümmungen zugrundeliegen. Die Beschreibung des Verlaufs der Biegezwangmomente bei behinderter Krümmung und einseitigem Kälteschock läßt sich wie folgt zusammenfassen:

- in den ersten zwei Stunden Kühlzeit steiler Anstieg der Biegezwangmomente
- der Anstieg ist infolge höherer Temperaturdehnzahl bei trockenerem LB größer als bei feuchterem LB (Bild 9.16)
- ein erstes Maximum der Biegezwangmomente wird nach ca. 5 Stunden erreicht
- bei den versiegelt gelagerten Versuchskörpern anschließend ein abflachender Kurvenverlauf
- bei den normalgelagerten Versuchskörpern Abfall der Biegezwangmomente auf ein Minimum bei ca. 10 Stunden
- nach ca. 10 Stunden bei feuchterem LB deutlicher Anstieg der Biegezwangmomente auf das absolute Maximum bei stationärem Temperaturendstand
- bei trockenerem LB ist der Anstieg weniger ausgeprägt
- z. T. wird das erste Maximum (nach 5 Std.) bei trockenerem LB im stationären Temperaturendzustand nicht erreicht
- das Biegezwangmoment des feuchteren LB ist bei stationärem Temperaturzustand größer als bei trockenerem LB
- das erste Maximum des Biegezwangmoments ist bei trockenerem LB größer als bei feuchtem (Bild 9.15)
- je höher der Bewehrungsgrad, desto größer das Biegezwangmoment (Bild 9.15)
- die kleineren Biegezwangmomente von Versuchskörper BS3 in den ersten 13 Stunden Kühlzeit sind nicht auf den Einfluß der Bügelbewehrung zurückzuführen, sondern auf die im Versuch eingeprägte Krümmung (Bild 9.13)

Zu keiner Zeit konnte während der weggesteuerten Versuche ein schlagartiges Abfallen des Biegezugmoments infolge Ribbildung beobachtet werden. Dies ist i. w. auf das grundsätzlich weichere Verformungsverhalten biegezugbeanspruchter Stahlbetonstäbe sowie auf die Vorschädigung der Versuchskörper durch Eigenspannungsrisse zurückzuführen.

9.6.2 Mittlere Dehnung

Wie schon beschrieben, wurde in den Biegezugversuchen die Längsdehnung der Versuchskörper nicht behindert. In den Bildern 9.17 und 9.18 sind die Meßwerte der mittleren Dehnung - gemessen in Bewehrungsstablage 2 und an der Versuchskörperunterseite - aufgetragen, im Bild 9.19 die aus diesen Meßwerten ermittelte mittlere Mittendehnung. Die mittlere Mittendehnung des trockeneren LB ist aufgrund der höheren Temperaturdehnzahl größer als die Mittendehnung des feuchteren LB. Bei den versiegelten Versuchskörpern werden Expansionsvorgänge deutlich. Je höher der Bewehrungsgrad, desto größer die Verkürzung der Versuchskörper. Dies trifft bei beiden mittleren Betonfeuchten zu (Bild 9.19).

9.6.3 Mittlere Krümmung

Die mittlere Krümmung konnte während der Abkühlung aus versuchstechnischen Gründen nicht, wie geplant, auf einem vorgegebenen Sollwert konstant gehalten werden (s. Abschn. 7.5). Das Bild 9.20 zeigt die aktuelle mittlere Krümmung - ermittelt aus der gemessenen mittleren Dehnung in Bewehrungsstablage 2 und an der Versuchskörperunterseite - in Abhängigkeit von der Kühlzeit. Die aktuelle mittlere Krümmung der versiegelten Versuchskörper liegt i. w. im negativen Krümmungsbereich, die der normalgelagerten im positiven Krümmungsbereich (Vorzeichenregelung s. Bild 9.21). Eine eindeutige Erklärung für dieses Versuchsergebnis kann nicht angegeben werden.

9.6.4 Stahldehnungen in der Zugzone

Infolge elektrischen Kurzschlusses bei den versiegelten Versuchskörpern und Ausfall sämtlicher Stahl-DMS liegen nur Meßwerte für die normalgelagerten Versuchskörper BS4 bis BS6 vor (Bild 9.22, s. Abschn. 7.2). Im Bild 9.22 sind die aus den gemessenen Stahldehnungen ermittelten Stahlspannungen im

Rißquerschnitt aufgetragen. Die Stahlspannungen resultieren aus dem äußeren Zwang und dem inneren thermischen Zwang (s. Abschn. 9.1). In den ersten zwei Stunden Kühlzeit ist ein steiler Anstieg der Stahlspannungen zu verzeichnen. Nach ca. 5 Stunden Kühlzeit ist die Stahlspannung nahezu konstant. Sie erreicht hier ihr Maximum von ca. + 250 bis + 300 N/mm². Nach ca. 18 Stunden Kühlzeit fällt die Stahlspannung geringfügig ab. Je höher der Bewehrungsgrad, desto geringer die Stahlspannung.

Der Abbau der Stahldehnungen neben dem Riß ist ein Maß für die Verbundgüte. In den Versuchen konnte ein Abbau der Stahldehnungen neben dem Riß mittels DMS-Messungen allerdings nicht festgestellt werden. Dies ist auf verschiedene Ursachen zurückzuführen:

- Die Verbundgüte der Bewehrungsstäbe wird durch die erforderliche Umwicklung der DMS mit Schutzfolie beeinträchtigt.
- Die Kopplung sämtlicher DMS eines Bewehrungsstabes an einen Ausgleichs-DMS bewirkt Ungenauigkeiten in den Meßergebnissen. Infolge Rißbildung sind die Temperaturen in den DMS sowie im Ausgleichs-DMS unterschiedlich. Folglich wird die Elimination der scheinbaren Dehnung, die bei den vorliegenden Tieftemperaturen erheblich ist, ungenau (Abschnitt 7.2).
- Infolge sofortiger Rißbildung mit kleinen mittleren Rißabständen existieren zu keinem Zeitpunkt größere Versuchskörperbereiche, in denen Zustand I vorherrscht (s. Abschn. 9.3, 9.6.6).

9.6.5 Stahldehnungen in der Druckzone

Das Bild 9.23 zeigt den aus den gemessenen Stahldehnungen ermittelten Verlauf der Stahlspannungen in der Druckzone in Abhängigkeit von der Kühlzeit. Nach Kühlbeginn werden zunächst Druckspannungen aufgebaut. Der Anstieg des Kurvenverlaufs ist bei den normalgelagerten Versuchskörpern steiler als bei den versiegelten. Nach ca. 3 Stunden ist die maximale Stahlruckspannung erreicht. Bis zu diesem Zeitpunkt überwiegt die Beanspruchung infolge äußeren Zwangs. Mit zunehmender Durchkühlung der Versuchskörper wird der innere thermische Zwang mit Zugspannungen im Stahl aufgebaut. Hierauf wird noch in Abschnitt 10.3 näher eingegangen. Die anfänglichen Stahlruckspannungen werden mit Aufbau des inneren thermischen Zwangs zunehmend abgebaut. Bei

Erreichen des stationären Temperaturendzustandes liegen in allen Fällen in der Stablage 1 Zugspannungen vor. Sie sind umso größer, je feuchter der LB und je geringer der Bewehrungsgrad ist. Der Einfluß der mittleren Betonfeuchte überwiegt dabei.

9.6.6 Rißbildung

9.6.6.1 Allgemeines

Im folgenden wird bei den durch äußeren Biegezwang beanspruchten Versuchskörpern genaugenommen die Rißbildung infolge Eigenspannungen, inneren thermischen Zwangs sowie infolge äußeren Zwangs behandelt (s. Abschn. 9.1).

9.6.6.2 Zwangrißbilder nach abgeschlossener Rißbildung

In den Bildern 9.24 bis 9.29 sind die Rißbilder der Versuchskörper BS1 bis BS6 nach abgeschlossener Zwangrißbildung aufgetragen. Zusätzlich sind die abgeschlossenen Rißbilder nach den Bruchversuchen mit aufgenommen. Hierauf wird in Abschnitt 9.7.2 eingegangen.

Den Zwangrißbildern sind folgende Rißtypen zu entnehmen:

- Eigenspannungsrisse (ESR)

Diese Risse verlaufen nahezu normal zur Versuchskörper-Längsachse; sie beginnen am Zugrand und reichen ca. 3,5 bis 4 cm ins Querschnittsinnere. Weitere Angaben zu den Eigenspannungsrisen sind dem Abschnitt 9.3 zu entnehmen.

- Hauptrisse (HR)

Der Rißverlauf ist i. w. durch äußeren Biegezwang geprägt. Die Risse verlaufen nahezu normal zur Versuchskörper-Längsachse; sie beginnen am Zugrand und enden, unter Berücksichtigung des Zugspannungskeils, vor der Nulllinie.

- Nebenrisse (NR)

Die Risse verlaufen i. w. nahezu normal zur Versuchskörper-Längsachse. Sie gehen vom Zugrand aus; sie sind deutlich kürzer als die HR, erreichen dementsprechend nicht die Nulllinie. Die Rißtiefe beträgt ca. 4 - 8 cm.

- Längsrisse infolge behinderter Temperaturverformung in Versuchskörperquerrichtung (LR)

Dieser Rißtyp wurde schon in Abschnitt 9.4 ausführlich behandelt. Die Risse werden nur an den Stellen angedeutet, an denen auf Versprünge der Zwangrisse infolge vorhandener LR hingewiesen werden soll.

Das abgeschlossene Zwangrißbild läßt sich wie folgt beschreiben: Sämtliche Risse verlaufen nahezu normal zur Versuchskörper-Längsachse. Übliche Rißbilder von dicken Bauteilen mit sog. Sammelrissen und unter ca. 45° einmündenden Nebenrissen [4,8] können nicht beobachtet werden. Dies ist auf die Vorzeichnung der Zwangrisse durch die normal zur Versuchskörper-Längsachse verlaufenden Eigenspannungsrisse zurückzuführen. Eine Regelmäßigkeit in der Verteilung von ESR, HR und NR über die Beobachtungslänge besteht nicht. Zum Teil verspringen die HR in Höhe von horizontal verlaufenden Längsrisen. Dies ist bei den normalgelagerten Versuchskörpern stärker ausgeprägt.

Es sei hier nochmals darauf hingewiesen, daß nur die sichtbaren Risse dargestellt sind. Teilweise schlossen sich ESR wieder, teilweise erschwerte starke Eisbildung unterhalb der Kühlseite die Rißbeobachtung.

9.6.6.3 Entwicklung des Zwangrißbildes

Die Bilder 9.30 bis 9.35 zeigen den Rißbildungsfortschritt der Versuchskörper BS1 bis BS6. Die Rißbilder sind für ausgewählte Kühlzeiten mit der Angabe des zugehörigen Biegezwangmoments und der Temperaturverteilung aufgetragen.

Der Rißbildungsfortschritt läßt sich wie folgt darstellen:

- Zunächst entstehen infolge hoher Eigenspannungen Eigenspannungsrisse. Nach ca. 0,5 Stunden ist das Eigenspannungsrißbild weitgehend abgeschlossen.
- Mit steigendem Biegezwangmoment treten erste Zwangrisse auf. Der Ort der Rißbildung wird grundsätzlich durch Eigenspannungsrisse vorgezeichnet. Regelmäßigkeiten in der örtlichen Rißverteilung in Versuchskörper-Längsachse existieren nicht. Bei den versiegelt gelagerten Versuchskörpern

pern setzt die Zwangrißbildung nach ca. 2 Stunden ein, bei den normalgelagerten schon nach ca. 1 Stunde. Der Übergang von der Eigenspannungsrißbildung in die Zwangrißbildung ist kontinuierlich. Nach ca. 4 bis 6 Stunden Kühlzeit haben sich nahezu alle Zwangrisse geöffnet.

- Mit zunehmender Biegezwangbeanspruchung wachsen die Rißtiefen der Zwangrisse. Die Entwicklung der Rißtiefe vollzieht sich bei Normallagerung schneller als bei versiegelter Lagerung. Zwangrisse entwickeln sich nicht aus allen Eigenspannungsrisen. Ein zusätzliches Öffnen der Eigenspannungsrisse infolge Biegezwang kann nicht beobachtet werden.
- Nach ca. 12 bis 17 Stunden ist bei allen Versuchskörpern das Zwangrißbild nahezu abgeschlossen.
- Die abgeschlossenen Rißbilder nach ca. 30 Stunden - der stationäre Temperaturendstand ist erreicht - zeigen, daß die maximale Rißtiefe der versiegelt gelagerten Versuchskörper ca. 0,4 d beträgt, die der normalgelagerten Versuchskörper ca. 0,5 d.

9.6.6.4 Rißabstände der Zwangrisse

Im Bild 9.36 ist die Entwicklung der mittleren Rißabstände der Zwangrisse in Abhängigkeit von der Kühlzeit aufgetragen. Die Messungen wurden an den Versuchskörperseiten 6 cm unterhalb der Kühlseite durchgeführt. Damit wurden alle Zwangrisse (HR+NR) erfaßt, nicht dagegen die Eigenspannungsrisse.

Der mittlere Rißabstand ergibt sich zu:

$$s_{Rm} = \frac{l_0}{n - 1} \quad (9.1)$$

l_0 = Abstand der beiden äußersten Risse im betrachteten Bereich $M = \text{const}$
 n = Anzahl der Risse

Das Bild 9.36 veranschaulicht, daß sich sämtliche Biegezwangrisse der versiegelt gelagerten Versuchskörper nach ca. 5 bis 6 Stunden Kühlzeit öffnen, die der normalgelagerten Versuchskörper schon nach 4 bis 5 Stunden. Der mittlere Rißabstand der versiegelten Versuchskörper ist im Zeitraum von ca.

2 bis 15 Stunden, in dem die wesentliche Rißbildung abläuft, größer als der mittlere Rißabstand der normalgelagerten Versuchskörper. Der mittlere Endrißabstand beträgt im Mittel ca. 8 cm.

In der Tabelle 9.1 sind die gemessenen mittleren Endrißabstände zusammengestellt. Zusätzlich sind die mittleren Endrißabstände sämtlicher Risse (ESR + HR + NR) - 1 cm unter OK Versuchskörper gemessen - mit aufgenommen sowie die mittleren Endrißabstände der Hauptrisse (HR) allein, die ca. 10 cm unter OK Versuchskörper gemessen wurden.

9.6.6.5 Rißbreiten der Zwangrisse

Die Bilder 9.37 bis 9.43 zeigen die gemessenen mittleren Rißbreiten mit Streubreite in Höhe der Bewehrungsstablage 2 in Abhängigkeit von der Kühlzeit bzw. von der Stahlspannung in Bewehrungslage 2. Auf die zusätzlich eingetragenen rechnerischen mittleren Rißbreiten wird in Abschnitt 10.9.2 eingegangen.

Das Ergebnis der gemessenen mittleren Rißbreiten läßt sich wie folgt zusammenfassen:

- In allen Fällen ist in den ersten 2 Stunden Kühlzeit ein steiler Anstieg der mittleren Rißbreite zu verzeichnen.
- Nach weiterer Abkühlung flacht der Kurvenverlauf ab.
- Das Maximum der mittleren Rißbreite wird nach ca. 12 bis 18 Stunden erreicht.
- Anschließend nimmt die mittlere Rißbreite z. T. geringfügig ab.
- Die mittleren Rißbreiten der versiegelt gelagerten Versuchskörper sind kleiner als die mittleren Rißbreiten der normalgelagerten Versuchskörper (Bild 9.43). Bei versiegelter Lagerung betragen sie maximal ca. 0,05 bis 0,12 mm, bei Normallagerung ca. 0,07 bis 0,20 mm.
- Der Versuchskörper BS6 (Bewehrung 2x2 Ø 22) hat deutlich größere mittlere Rißbreiten als die übrigen Versuchskörper (Bewehrung 2x2 Ø 16, 2x3 Ø 16). Vermutlich sind die Verbundeigenschaften der Bewehrungsstäbe mit $d_s = 22$ mm schlechter als die der Bewehrungsstäbe mit $d_s = 16$ mm.
- Ein eindeutiger Einfluß des Bewehrungsgrades auf die mittlere Rißbreite besteht nicht.

9.6.7 Änderung der Biegesteifigkeit durch Rißbildung

Die rechnerische Biegesteifigkeit von Stahlbetonstäben im Zustand I läßt sich berechnen nach:

$$K_B^I = E_{bs} \cdot I_{js}^I \quad (9.2)$$

In Tabelle 9.2 sind die wesentlichen Querschnittswerte sowie die Biegesteifigkeiten der Versuchskörper für RT und Zustand I zusammengestellt. Den Berechnungen liegt der ungeschwächte Stabquerschnitt zugrunde.

Mit den Versuchsergebnissen läßt sich die Biegesteifigkeit im Zustand I und II wie folgt ermitteln:

$$K_{Bs} = - \frac{M}{\kappa_m} \quad (9.3)$$

M ist dabei das im Versuch gemessene Biegezwangmoment. κ_m ist bei Biegezwangsbeanspruchung die eingeprägte mittlere Krümmung. Sie muß aufgrund fehlender Versuche zur Ermittlung der Biegesteifigkeit berechnet werden. Hierauf wird in den Abschnitten 10.5 und 10.8.3 eingegangen.

Die Bilder 9.44 und 9.45 zeigen den aus den Versuchsergebnissen ermittelten Verlauf der Biegesteifigkeit (Absolutwerte) in Abhängigkeit von der Kühlzeit. Der Verlauf der Biegesteifigkeit läßt sich wie folgt beschreiben:

- Vor Kühlbeginn (RT) sind die Versuchskörper ungerissen. Ausgangspunkt der Biegesteifigkeit ist demnach $K_{Bi,I}^{RT}$.
- Mit einsetzender Eigenspannungsrißbildung fällt die Biegesteifigkeit steil ab. Sie erreicht nach abgeschlossener Eigenspannungsrißbildung nach ca. 0,5 Stunden ein erstes Minimum.
- Bei weiterer Abkühlung nimmt die Biegesteifigkeit deutlich zu. Dies ist auf die wachsenden E-Moduli der Baustoffe LB und Bewehrungsstahl bei tiefen Temperaturen zurückzuführen. Das zweite Maximum der Biegesteifigkeit ist bei den versiegelt gelagerten Versuchskörpern nach ca. 2 bis 3 Stun-

den erreicht, bei den normalgelagerten Versuchskörpern nach ca. 1 Stunde. Bei den Versuchskörpern mit höherem Bewehrungsgrad wird die Ausgangsbiegesteifigkeit sogar übertroffen.

- Mit nun einsetzender Zwangrißbildung - die Rißtiefen nehmen progressiv zu - fällt die Biegesteifigkeit ab. Bei den normalgelagerten Versuchskörpern ist der Biegesteifigkeitsabfall deutlich steiler als bei den versiegelten Versuchskörpern.
- Nach ca. 12 bis 17 Stunden Kühlzeit erlangt die Biegesteifigkeit ihr absolutes Minimum. Das Zwangrißbild ist nahezu abgeschlossen.
- Bei weiterer Abkühlung bis zum stationären Temperaturendzustand ist ein leichter Anstieg der Biegesteifigkeit zu verzeichnen. Die Ursache ist wiederum die Versteifung der Baustoffe bei TT.

Bis zum Zeitpunkt (ca. 1 Stunde) der abgeschlossenen Eigenspannungsrißbildung besteht kein wesentlicher Einfluß der mittleren Betonfeuchte auf die Biegesteifigkeit. Die folgende Versteifung bis zur einsetzenden Zwangrißbildung ist bei den Versuchskörpern höherer Betonfeuchte wesentlich mehr ausgeprägt als bei den normalgelagerten Versuchskörpern. Im Bereich der Zwangrißbildung (ca. 1 bis 12 Stunden Kühlzeit) sind die Versuchskörper höherer Betonfeuchte deutlich biegesteifer als die trockeneren normalgelagerten Versuchskörper. Bei weiterer Abkühlung nimmt der Einfluß der mittleren Betonfeuchte deutlich ab.

Während der gesamten Abkühlung der Versuchskörper ist die Biegesteifigkeit umso größer, je höher der Bewehrungsgrad ist. Der Unterschied der Biegesteifigkeit stark und schwach bewehrter Versuchskörper wird mit zunehmender Abkühlung bzw. Rißbildung zunehmend größer. Dies ist auf den wachsenden Einfluß der Bewehrung auf die Biegesteifigkeit im Zuge der Rißbildung zurückzuführen.

Die Bilder 9.46 bis 9.51 beschreiben den Verlauf der auf die RT-Steifigkeit im Zustand I bezogenen Biegesteifigkeit. Die Tabelle 9.3 gibt die einzelnen zuvor beschriebenen Minima und Maxima der bezogenen Biegesteifigkeiten zahlenmäßig wieder.

Der Steifigkeitsverlust nach abgeschlossener Eigenspannungsrißbildung (1. Minimum) ist bei schwach bewehrten Versuchskörpern größer als bei den hoch bewehrten. Die Biegesteifigkeit beträgt nach abgeschlossener Eigenspannungsrißbildung ca. 79 % der Biegesteifigkeit im Zustand I bei RT. Ein Einfluß der mittleren Betonfeuchte auf den Steifigkeitsverlust besteht nicht.

Der Steifigkeitsgewinn vor einsetzender Zwangrißbildung (2. Maximum) ist umso größer, je höher die mittlere Betonfeuchte und je höher der Bewehrungsgrad ist. Die bezogene Biegesteifigkeit beträgt zu diesem Zeitpunkt je nach mittlerer Betonfeuchte bei den niedrig bewehrten Versuchskörpern ca. 91 bis 102 %, bei den höher bewehrten Versuchskörpern ca. 105 bis 110 %.

Das absolute Minimum der bezogenen Biegesteifigkeit, das sich nach weitgehend abgeschlossener Zwangrißbildung einstellt, beträgt bei den schwach bewehrten Versuchskörpern ca. 52 %, bei den hoch bewehrten je nach Bewehrungsgrad ca. 62 bis 72 % der Ausgangsbiegesteifigkeit. Ein eindeutiger Einfluß der mittleren Betonfeuchte besteht nicht.

Der Steifigkeitsgewinn infolge weiterer Abkühlung bis zum stationären Temperaturendzustand beträgt unabhängig von der mittleren Betonfeuchte und vom Bewehrungsgrad ca. 1 bis 4 %.

9.7 Ergebnisse der Bruchversuche

9.7.1 Stationäres Temperaturfeld

Wie schon in Abschnitt 8.3 beschrieben, wurde in allen Fällen im Anschluß an den Kühlversuch ein Bruchversuch bei stationärem Temperaturfeld durchgeführt. Der Versuchskörper BV1 wurde nach Wiedererwärmung bei RT geprüft. Die übrigen Versuchskörper wurden bei TT zu Bruch gefahren. Diesen Bruchversuchen lagen die weitgehend abgeschlossenen Tieftemperaturfelder nach ca. 30 Stunden Kühlzeit gemäß den Bildern 9.1 und 9.2 zugrunde.

Allerdings änderte sich das Temperaturfeld während des Bruchversuchs aus dem folgenden Grunde. Mit zunehmender Biegebeanspruchung nahmen die Rißbreiten und Rißtiefen zu, so daß Flüssigstickstoff von der Kühlseite her in die Risse fließen konnte. Z. T. trat Flüssigstickstoff seitlich aus den

Rissen der Versuchskörper heraus. Die Kühlung der Versuchskörper erfolgte dementsprechend zunehmend vom Versuchskörperinneren her. Es resultierten in Versuchskörper-Längsrichtung veränderliche Temperaturfelder, die mit der beschriebenen Instrumentierung nicht ermittelt werden konnten. Der Einfluß der zusätzlichen Durchkühlung des Konstruktionsleichtbetons auf die Bruchlast war praktisch bedeutungslos, da in allen Fällen der Bruch durch Fließen der Biegezugbewehrung eingeleitet wurde.

Den Ausführungen zuvor entsprechend war auch die Stahltemperatur in der Bewehrungsstahlage 2 in Längsrichtung veränderlich. Im Mittel betrug die Stahltemperatur der Biegezugbewehrung ca. $-173\text{ }^{\circ}\text{C}$ (Tab. 9.4). Die Temperaturschwankungen beliefen sich auf ca. $\pm 10\text{ }^{\circ}\text{C}$. Eine Ausnahme bildete der Versuchskörper BS3, bei dem die Kühlung aus versuchstechnischen Gründen vorzeitig abgebrochen werden mußte. Hier stellte sich nach teilweiser Erwärmung eine mittlere Stahltemperatur von ca. $-108\text{ }^{\circ}\text{C}$ ein.

9.7.2 Rißbilder nach abgeschlossener Rißbildung (Bruchversuch)

In den Bildern 9.24 bis 9.29, 9.52 und 9.53 sind die Rißbilder nach abgeschlossener Rißbildung im Bruchversuch dargestellt. Das abgeschlossene Rißbild im Bruchversuch wird i. w. durch die abgeschlossene Zwangrißbildung bzw. bei den Versuchskörpern BV1 und BV2 durch die abgeschlossene Eigenspannungsrißbildung vorgezeichnet. Bei den biegezwangbeanspruchten Versuchskörpern entwickeln sich die Bruchrißbilder vorwiegend aus den Hauptrissen heraus, z. T. aber auch aus Eigenspannungsrissen und Nebenrissen. Vereinzelt können auch neu entstandene Risse beobachtet werden (Bild 9.25). Die maximale Rißtiefe nach dem Bruchversuch beträgt in allen Fällen ca. 0,75 d.

In der Tabelle 9.5 sind die mittleren Endrißabstände nach dem Bruchversuch zusammengestellt. Der Vergleich mit den mittleren Endrißabständen nach abgeschlossener Zwangrißbildung (Tab. 9.1) zeigt, daß die mittleren Endrißabstände im Bruchversuch nur geringfügig kleiner geworden sind.

9.7.3 Tragfähigkeit der Versuchskörper

In allen Fällen wurde das Versagen der Versuchskörper durch Fließen der Biegezugbewehrung eingeleitet. Keiner der Versuchskörper versagte spröde. Das Erreichen der Streckgrenze konnte im Versuch neben der Kontrolle der gemessenen Stahldehnungen daran festgestellt werden, daß bei der gewählten Wegsteuerung der Pressenkräfte kaum noch wesentliche Laststeigerungen möglich waren. Die maximale Kraft konnte schließlich bis zum anschließenden Kraftabfall nur kurzzeitig gehalten werden.

In der Tabelle 9.6 sind die im Versuch ermittelten Bruchmomente den rechnerischen Bruchmomenten gegenübergestellt. Auf die Ermittlung der rechnerischen Bruchmomente wird in Abschnitt 10.10 eingegangen. Das vernachlässigbar kleine Biegemoment infolge Eigengewicht bleibt in den Tabellenwerten unberücksichtigt.

10. BERECHNUNGSMODELL

10.1 Vorbemerkungen

Wie schon erwähnt ist das wesentliche Ziel der vorliegenden Forschungsarbeit, ein Berechnungsmodell für das Verhalten biegezwangbeanspruchter Stahlleichtbetonstäbe bei einseitigem Kälteschock zu entwickeln. Es wird davon ausgegangen, daß der entwerfende Ingenieur nur aus Normuntersuchungen bekannte RT-Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe vorliegen hat. Aus diesem Grunde werden die bei TT veränderten Materialkennwerte mittels inzwischen weitgehend abgesicherter Berechnungsmodelle aus RT-Materialkennwerten entwickelt und in die folgenden Berechnungen eingeführt. Eine Ausnahme bildet hier das thermische Dehnverhalten von LB bei TT. Zur Zeit kann für das thermische Dehnverhalten noch kein geschlossenes TT-Berechnungsmodell angegeben werden, so daß auf Versuchsergebnisse zurückgegriffen werden muß. So-

weit erforderlich, werden bei empirisch ermittelten Berechnungsmodellen auch die verwendeten Koeffizienten temperaturabhängig eingeführt.

10.2 Instationäres Temperaturfeld

10.2.1 Wärmeleitungsgleichung

Die Versuche haben gezeigt, daß das Verhalten biegezwangbeanspruchter Stahlleichtbetonstäbe in entscheidendem Maß durch die Entwicklung der Temperaturfelder infolge einseitigen Kälteschocks bestimmt wird. Es ist deshalb dringend erforderlich, ein Berechnungsmodell zu entwickeln, mit dem instationäre Temperaturfelder zutreffend beschrieben werden können.

Die Temperaturen instationärer Temperaturfelder sind eine Funktion der Zeit und des Ortes (Bild 10.1). Die allgemeine Beschreibung des Temperaturfeldes lautet [68,69,70,72]:

$$\vartheta(z,t) = \vartheta_i + (\vartheta_a - \vartheta_i) \cdot U(z,t) \quad (10.1)$$

mit

$\vartheta(z,t)$ = gesuchte aktuelle Temperatur als Funktion von Zeit und Ort

ϑ_i = Temperatur an der Innenseite von LNG-Sicherheitswänden

= Eigentemperatur des gelagerten Flüssiggases

= -165 °C bei Lagerung von LNG

= -196 °C bei Lagerung von Flüssigstickstoff (Versuch)

ϑ_a = Ausgangstemperatur

= i. a. $\vartheta_a \approx +20$ °C bei LNG-Sicherheitsbehälterwänden

$U(z,t)$ = normierte Lösung der Wärmeleitungsgleichung

Nach [72] kann die normierte Lösung der Wärmeleitungsgleichung wie folgt angegeben werden:

$$\frac{dU}{dt} = a^2 \frac{d^2U}{dz^2} \quad (10.2)$$

Die Temperaturleitzahl a^2 berechnet sich aus:

$$a^2 = \frac{\lambda}{c \cdot \gamma} \quad (10.3)$$

Hierin ist:

λ = Wärmeleitzahl: [kcal/m · °C · h] bzw. [W/m · °K]

c = spezifische Wärme [kcal/°C · kp] bzw. [W · h/°K · kg]

γ = Rohdichte [kN/m³]

Die Temperaturleitzahl a^2 ist ein Maß für die thermische Trägheit eines Stoffes bei Schwankungen der umgebenden Lufttemperatur. In anderen Literaturstellen wird die Temperaturleitzahl zu $a = \lambda/c \cdot \gamma$ angeschrieben. In den folgenden Ausführungen wird von Gl. (10.3) ausgegangen.

Setzt man

$$\xi = \frac{z}{\sqrt{t}} \quad (10.4)$$

so erhält man nach einigen Ableitungen [72] die Lösung der DGL nach Gl. (10.2) zu:

$$U(z, t) = \frac{1}{a \cdot \sqrt{\pi}} \cdot \int_0^{\xi} e^{-\frac{\xi^2}{4a^2}} d\xi \quad (10.5)$$

mit $0 \leq U(z, t) \leq 1$

Da das vorliegende Integral elementar nicht lösbar ist, wird die numerische Integration (nach Simpson) mit n Integrationsintervallen (n = gerade Zahl) vorgeschlagen [72]:

Integrationsintervall:

$$\delta = \frac{\xi}{n} = \frac{z}{n\sqrt{t}} \quad (10.6)$$

Integrand:

$$f_i = e^{-\frac{\xi^2}{4 \cdot a^2}} = e^{-\left(\frac{1 \cdot \delta}{2a}\right)^2} \quad (10.7)$$

Simpsonkoeffizient:

$$\alpha_i = 3 + \cos[\pi(1+i)] \quad \text{für } 1 \leq i \leq n-1 \quad (10.8)$$

Damit läßt sich die Funktion $U(z,t)$ numerisch wie folgt berechnen:

$$U(z,t) = \frac{\delta}{3a\sqrt{\pi}} \left[f_0 + \sum_{i=1}^{n-1} \alpha_i \cdot f_i + f_n \right] \quad (10.9)$$

Setzt man Gl. (10.9) in Gl. (10.1) ein, so erhält man die folgende Gleichung, mit der man für jeden Zeitpunkt und für jeden Ort die Temperatur berechnen kann:

$$\vartheta(z,t) = \vartheta_i + (\vartheta_a - \vartheta_i) \cdot \frac{\delta}{3a\sqrt{\pi}} \cdot \left[f_0 + \sum_{i=1}^{n-1} \alpha_i \cdot f_i + f_n \right] \quad (10.10)$$

10.2.2 Temperaturleitzahl bei TT

In den Berechnungen in [72] wird die Temperaturleitzahl $a^2 = \lambda/c \cdot \gamma$ als Konstante über den gesamten Tieftemperaturbereich eingesetzt. Dieser Ansatz ist nicht zutreffend, da Wärmeleitfähigkeit und spezifische Wärme Funktionen der Tieftemperatur sind. Zur Zeit liegen nur wenige Kenntnisse zum Thema "Wärmeleitfähigkeit und spezifische Wärme von LB bei TT" vor. Die meisten Arbeiten beschäftigen sich ausschließlich mit Normalbeton [73,74,75,76,77, 78,79].

a) Wärmeleitfähigkeit

Die Wärmeleitfähigkeit eines gefügedichten Konstruktionsleichtbetons mit einer Trockenrohdichte von $1,61 \text{ kg/dm}^3$ beträgt bei RT ca. $\lambda = 0,87 \text{ W/m} \cdot \text{K}$ ($0,75 \text{ kcal/hm} \cdot ^\circ\text{C}$) [80]. In [75] wird die Wärmeleitfähigkeit eines feuchten LB zu $\lambda = 0,73 \text{ kcal/hm} \cdot ^\circ\text{C} = 84 \text{ W/mK}$ angegeben. Dieser Wert wird den folgenden Berechnungen zu Grunde gelegt. Infolge Eisbildung steigt die Wärmeleitfähigkeit an, weil die Wärmeleitfähigkeit von Eis die des Wassers um das 3 bis 4-fache übertrifft. In [73,75] wird auf eine Steigerung der Wärmeleitfähigkeit von LB bei TT von ca. 10 % verwiesen. Da genauere Untersuchungen nicht vorliegen, wird die Steigerung der Wärmeleitfähigkeit im folgenden linear angenommen und man erhält unter Berücksichtigung der obigen Ausführungen für die Wärmeleitfähigkeit bei TT:

$$\lambda(\vartheta) = \lambda(\text{RT}) + 0,14 \left[1 - \frac{\Delta\vartheta + 216}{216} \right] \quad (10.11)$$

mit $\lambda(\text{RT}) = 0,84 \text{ W/m} \cdot \text{K}$

$$\Delta\vartheta = \vartheta - 20 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (10.12)$$

b) Spezifische Wärme

Die spezifische Wärme c ist bei RT stark vom Feuchtegehalt abhängig, weil die spezifische Wärme von Wasser die der mineralischen Baustoffe und die der Luft um das 4-fache übersteigt [79]. Die spezifische Wärme von LB beträgt bei RT ca. $0,25 \text{ kcal/kg} \cdot ^\circ\text{C} = 0,29 \text{ W} \cdot \text{h/kg} \cdot \text{K}$ [27]. Nach [79] sinkt die spezifische Wärme von Normalbeton bei Abkühlung auf $\vartheta = -165 \text{ } ^\circ\text{C}$ unabhängig von der mittleren Feuchte etwa linear um ca. 50 % [79].

Entsprechende Angaben für LB bei TT liegen nicht vor. Es ist zu vermuten, daß der Einfluß tiefer Temperaturen auf die spezifische Wärme von LB geringer ist. Nach Schätzung und Vergleich mit dem Versuchsergebnis wird im fol-

genden davon ausgegangen, daß die spezifische Wärme von LB bei $\vartheta = -196\text{ }^{\circ}\text{C}$ ca. 80 % der spezifischen Wärme bei RT beträgt. Die Abnahme wird linear angenommen und man erhält:

$$c(\vartheta) = c(\text{RT}) - 0,06 \left[1 - \frac{\Delta \vartheta + 216}{216} \right] \quad (10.13)$$

mit $c(\text{RT}) = 0,29\text{ W} \cdot \text{h/kg} \cdot \text{K}$

c) Temperaturleitzahl

Mit Hilfe der Gl. (10.11) bis (10.13) und durch Einsetzen der Rohdichte $\gamma = 1730\text{ kg/m}^3 = \text{const}$ läßt sich die Temperaturleitzahl $a^2 = \lambda/c \cdot \gamma$ bei TT berechnen. Da in den Versuchen kein deutlicher Einfluß der mittleren Betonfeuchte von LB auf die Temperaturfelder festgestellt werden konnte, werden die o. g. Gleichungen bei der Auswertung aller Versuche gleichermaßen verwendet. Im Bild 10.2 sind die rechnerischen Abhängigkeiten von Wärmeleitfähigkeit, spezifischer Wärme und Temperaturleitfähigkeit von der Temperatur aufgetragen.

10.2.3 Berechnung des instationären Temperaturfeldes

Zur Berechnung des instationären Temperaturfeldes wird die Querschnittsdicke in 10 Lamellen mit 11 Temperaturpunkten unterteilt (Bild 10.1). Nach Abschn. 10.2.2 c liegt in jedem Temperaturpunkt eine andere Temperaturleitfähigkeit vor. Da die Ableitungen in Abschn. 10.2.1 für einen Berechnungsgang (= 1 Temperatur) strenggenommen nur bei konstanter Temperaturleitfähigkeit über den Gesamtquerschnitt gelten, wird zur Berücksichtigung der Tieftemperatur-

abhängigkeit der folgende Näherungsweg vorgeschlagen: Zunächst wird für den Zeitpunkt, für den das Temperaturfeld bestimmt werden soll, die mittlere Querschnittstemperatur ϑ_m geschätzt. Es wird angenommen, daß die Temperaturen des aktuellen Temperaturfeldes über den Gesamtquerschnitt konstant sind und ϑ_m betragen. Mittels der Gl.n. (10.11), (10.12), (10.13) und (10.3) wird die Temperaturleitzahl für ϑ_m berechnet, indem in den Gleichungen anstelle von ϑ die mittlere Temperatur ϑ_m eingesetzt wird. Mit diesem Schritt wird die Tieftemperaturabhängigkeit der Temperaturleitzahl näherungsweise erfaßt. Diese wird als Konstante in Gl. (10.10) eingesetzt, so daß die Temperaturen ϑ_0 bis ϑ_{10} (Bild 10.1) des Temperaturfeldes berechnet werden können. Mit den bekannten Temperaturen ϑ_0 bis ϑ_{10} kann nun im 2. Iterationsschritt die mittlere Temperatur nach der folgenden Gleichung neu berechnet werden [72]:

$$\vartheta_m(t) = \frac{1}{d} \int_0^d \vartheta(z,t) dz \quad (10.14)$$

Zur Auswertung von Gl. (10.14) empfiehlt sich wiederum die numerische Integration nach Simpson. Mit der verbesserten mittleren Temperatur kann die Iteration - wie zuvor beschrieben - weiter fortgeführt werden. Die Auswertung der Versuche hat ergeben, daß i. d. R. zwei bis drei Iterationsschritte genügen.

Bei der Anwendung des Verfahrens sei auf die folgenden Unzulänglichkeiten hingewiesen:

- Es wird von einem Wärmeübergangskoeffizient $\alpha_{\bar{u}} = \infty$ ausgegangen. Bei direkter Beaufschlagung der Betonoberfläche mit einem flüssigen Kühlmittel trifft dies - wie die Versuche zeigen - an der Kühlseite zu. An der der Kühlseite gegenüberliegenden Seite ist diese Annahme eine grobe Näherung.
- Der Einfluß der Bewehrung auf die Temperaturentwicklung wird nicht berücksichtigt. Bei den zu erwartenden relativ geringen Bewehrungsprozent-sätzen ist der Einfluß vernachlässigbar klein.

- Nach ca. 12 bis 15 Stunden Kühlzeit werden an der der Kühlseite gegenüberliegenden Seite $\pm 0 \text{ }^{\circ}\text{C}$ erreicht. Es bildet sich mit weiterer Abkühlung eine Eisschicht, die die Wirkung einer Wärmedämmung hat. Diese Wirkung kann mit dem Näherungsansatz nicht erfaßt werden.

Das Bild 10.3 zeigt den Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis für ausgewählte Kühlzeiten. Mit dem Näherungsverfahren gelingt trotz einiger Unzulänglichkeiten eine gute Beschreibung der Temperaturfelder infolge einseitiger schockartiger Abkühlung. Zusätzlich ist im Bild 10.3 die Kennlinie für die mittlere Temperatur mit aufgenommen.

10.3 Allgemeine analytische Beschreibung der Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge äußeren Zwangs bei instationärem Temperaturfeld im Zustand I

Wie schon in Abschn. 9.1 beschrieben, können sich die thermischen Dehnungen von Betonstahl und Beton bei tiefen Temperaturen beträchtlich unterscheiden (Bild 10.4). Bei unverschieblichem Verbund (Zustand I) können sich die Temperaturdehnungen nicht frei entfalten; es resultieren innere Zwangsspannungen, Zugspannungen im Stahl und Druckspannungen im Beton.

Wird ein Stahlbetonstab einseitig abgekühlt, so wird der innere thermische Zwang kontinuierlich aufgebaut. Werden die Verformungen des Stahlbetonstabes nicht behindert, so resultieren Längenänderungen und Krümmungen. Werden die Verformungen behindert bzw. teilweise behindert, so werden äußere Zwangsschnittgrößen geweckt. Es wird deutlich, daß innerer und äußerer Zwang bei der Beschreibung des inneren Spannungs- und Dehnungszustandes nicht voneinander getrennt werden dürfen. In den folgenden beiden Abschnitten wird ein Rechenmodell entwickelt, mit dem die Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge äußeren Zwangs beschrieben werden kann. Die beiden extremen Zustände "ungerissener Querschnitt" und "vollständig gerissener Querschnitt" werden gesondert behandelt.

Im Bild 10.5 ist der Spannungs- und Dehnungszustand eines Stahlbetonstabes infolge inneren und äußeren Zwangs bei einseitiger schockartiger Abkühlung dargestellt. Krümmung und Längenänderung werden den praktischen Fällen entsprechend nicht vollständig behindert. Zusätzlich ist das Temperaturfeld infolge einseitiger Abkühlung für einen beliebigen Zeitpunkt eingezeichnet. Zur Erfassung der tieftemperaturabhängigen Materialeigenschaften der Baustoffe Beton und Stahl (hier: E-Modul, freie thermische Dehnung) wird die Querschnittsdicke in 10 Lamellen unterteilt. Es werden die Temperaturen, Materialeigenschaften, Dehnungen und Spannungen des Betons im Schwerpunkt einer jeden Lamelle sowie in den Bewehrungslagen angesetzt. Der Dehnungszustand setzt sich aus freien thermischen Dehnungen und Dehnungen, die Eigenspannungen, sowie Spannungen aus innerem und äußerem Zwang bewirken, zusammen. Die freien thermischen Dehnungen werden mit dem Index "0" bezeichnet, die Spannungen auslösenden Dehnungen mit einem Querstrich "-" über der angegebenen Dehnung. Zur Beschreibung äußerlich gezwängter ungerissener Stahlbetonstäbe bei einseitiger schockartiger Abkühlung wird von den folgenden Voraussetzungen ausgegangen:

- linear-elastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Baustoffe Stahl und Beton
- Ebenbleiben der Querschnitte (Hypothese von Bernoulli)
- keine Relativverschiebung zwischen dem Bewehrungsstahl und dem umgebenden Beton (unverschieblicher Verbund, Verträglichkeit)
- Gleichgewicht

Die Zwangsschnittgrößen greifen in Querschnittsmitte an.

Mit diesen Annahmen läßt sich zur Beschreibung der Beanspruchung äußerlich gezwängter ungerissener Stahlbetonstäbe bei einseitigem Kälteschock das folgende Gleichungssystem aufstellen (Bild 10.5):

1. Verträglichkeit in der Bewehrungslage I:

$$\epsilon_{s01} + \bar{\epsilon}_{sz1} = \epsilon_{b01} + \bar{\epsilon}_{bz1} \quad (10.15)$$

2. Verträglichkeit in der Bewehrungsstabelle 2:

$$\epsilon_{s302} + \bar{\epsilon}_{s322} = \epsilon_{b302} + \bar{\epsilon}_{b322} \quad (10.16)$$

3. Ebenbleiben des Querschnitts:

$$\kappa = \frac{(\epsilon_{b30,a} + \bar{\epsilon}_{ba}) - (\epsilon_{b30,i} + \bar{\epsilon}_{bi})}{d} \quad (10.17)$$

$$\epsilon_{rn} = \frac{(\epsilon_{b30,a} + \bar{\epsilon}_{ba}) - (\epsilon_{b30,i} + \bar{\epsilon}_{bi})}{2} \quad (10.18)$$

$$\bar{\epsilon}_{b1} = 0,05 \epsilon_{b30,a} + 0,05 \bar{\epsilon}_{ba} + 0,95 \epsilon_{b30,i} + 0,95 \bar{\epsilon}_{bi} - \epsilon_{b30,1} \quad (10.19)$$

$$\bar{\epsilon}_{b2} = 0,15 \epsilon_{b30,a} + 0,15 \bar{\epsilon}_{ba} + 0,85 \epsilon_{b30,i} + 0,85 \bar{\epsilon}_{bi} - \epsilon_{b30,2} \quad (10.20)$$

$$\bar{\epsilon}_{b3} = 0,25 \epsilon_{b30,a} + 0,25 \bar{\epsilon}_{ba} + 0,75 \epsilon_{b30,i} + 0,75 \bar{\epsilon}_{bi} - \epsilon_{b30,3} \quad (10.21)$$

$$\bar{\epsilon}_{b4} = 0,35 \epsilon_{b30,a} + 0,35 \bar{\epsilon}_{ba} + 0,65 \epsilon_{b30,i} + 0,65 \bar{\epsilon}_{bi} - \epsilon_{b30,4} \quad (10.22)$$

$$\bar{\epsilon}_{b5} = 0,45 \epsilon_{b30,a} + 0,45 \bar{\epsilon}_{ba} + 0,55 \epsilon_{b30,i} + 0,55 \bar{\epsilon}_{bi} - \epsilon_{b30,5} \quad (10.23)$$

$$\bar{\epsilon}_{b6} = 0,55 \epsilon_{b30,a} + 0,55 \bar{\epsilon}_{ba} + 0,45 \epsilon_{b30,i} + 0,45 \bar{\epsilon}_{bi} - \epsilon_{b30,6} \quad (10.24)$$

$$\bar{\epsilon}_{b7} = 0,65 \epsilon_{b30,a} + 0,65 \bar{\epsilon}_{ba} + 0,35 \epsilon_{b30,i} + 0,35 \bar{\epsilon}_{bi} - \epsilon_{b30,7} \quad (10.25)$$

$$\bar{\epsilon}_{b8} = 0,75 \epsilon_{b30,a} + 0,75 \bar{\epsilon}_{ba} + 0,25 \epsilon_{b30,i} + 0,25 \bar{\epsilon}_{bi} - \epsilon_{b30,8} \quad (10.26)$$

$$\bar{\epsilon}_{b9} = 0,85 \epsilon_{b30,a} + 0,85 \bar{\epsilon}_{ba} + 0,15 \epsilon_{b30,i} + 0,15 \bar{\epsilon}_{bi} - \epsilon_{b30,9} \quad (10.27)$$

$$\bar{\epsilon}_{b10} = 0,95 \epsilon_{b30,a} + 0,95 \bar{\epsilon}_{ba} + 0,05 \epsilon_{b30,i} + 0,05 \bar{\epsilon}_{bi} - \epsilon_{b30,10} \quad (10.28)$$

$$\kappa = \frac{(\epsilon_{b301} + \bar{\epsilon}_{b321}) - (\epsilon_{b30,i} + \bar{\epsilon}_{bi})}{d - d_1} \quad (10.29)$$

$$\kappa = \frac{(\epsilon_{b302} + \bar{\epsilon}_{b322}) - (\epsilon_{b30,i} + \bar{\epsilon}_{bi})}{d_2} \quad (10.30)$$

4. Kräftegleichgewicht $\Sigma H = 0$:

$$\begin{aligned}
 0 = & N_{zw} - \bar{\epsilon}_{sz1} \cdot E_{s1} \cdot A_{s1} - \bar{\epsilon}_{sz2} \cdot E_{s2} \cdot A_{s2} - \frac{b \cdot d}{10} (E_{b1} \cdot \bar{\epsilon}_{b1} \\
 & + E_{b2} \cdot \bar{\epsilon}_{b2} + E_{b3} \cdot \bar{\epsilon}_{b3} + E_{b4} \cdot \bar{\epsilon}_{b4} + E_{b5} \cdot \bar{\epsilon}_{b5} + E_{b6} \cdot \bar{\epsilon}_{b6} \\
 & + E_{b7} \cdot \bar{\epsilon}_{b7} + E_{b8} \cdot \bar{\epsilon}_{b8} + E_{b9} \cdot \bar{\epsilon}_{b9} + E_{b10} \cdot \bar{\epsilon}_{b10})
 \end{aligned} \quad (10.31)$$

5. Momentengleichgewicht $\Sigma M^{(s2)} = 0$:

$$\begin{aligned}
 0 = & -M_{zw} + N_{zw} \left(\frac{d}{2} - d_2 \right) - \bar{\epsilon}_{sz1} \cdot E_{s1} \cdot A_{s1} (h - d_1) - \frac{b \cdot d}{10} \cdot \\
 & [E_{b1} \cdot \bar{\epsilon}_{b1} (h - 0,95 d) + E_{b2} \cdot \bar{\epsilon}_{b2} (h - 0,85 d) + E_{b3} \cdot \bar{\epsilon}_{b3} (h - 0,75 d) \\
 & + E_{b4} \cdot \bar{\epsilon}_{b4} (h - 0,65 d) + E_{b5} \cdot \bar{\epsilon}_{b5} (h - 0,55 d) + E_{b6} \cdot \bar{\epsilon}_{b6} (h - 0,45 d) \\
 & + E_{b7} \cdot \bar{\epsilon}_{b7} (h - 0,35 d) + E_{b8} \cdot \bar{\epsilon}_{b8} (h - 0,25 d) + E_{b9} \cdot \bar{\epsilon}_{b9} (h - 0,15 d) \\
 & + E_{b10} \cdot \bar{\epsilon}_{b10} (h - 0,05 d)]
 \end{aligned} \quad (10.32)$$

Eigenspannungen sowie Spannungen infolge inneren thermischen Zwangs und äußeren Zwangs lassen sich nach den folgenden allgemeinen Gleichungen ermitteln (Stoffgesetz):

$$\text{Betonspannungen: } \bar{\sigma}_b = \bar{\epsilon}_b \cdot E_b \quad (10.33)$$

$$\text{Stahlspannungen: } \sigma_{sz} = \bar{\epsilon}_{sz} \cdot E_s \quad (10.34)$$

Zur Lösung des Gleichungssystems sind zunächst die tieftemperaturabhängigen Materialeigenschaften der Baustoffe Beton und Stahl als bekannte Größen einzuführen. Die Materialeigenschaften ergeben sich aus dem zum betrachteten Zeitpunkt vorhandenen Temperaturfeld bzw. aus der aktuellen Temperatur im Lamellenschwerpunkt; das Temperaturfeld läßt sich nach Abschn. 10.2 berechnen. In der vorliegenden Forschungsarbeit werden die in den Versuchen ermittelten Temperaturfelder zugrundegelegt, um bei den Berechnungen auch kleinere Abweichungen in den Temperaturfeldern der einzelnen Versuchskörper zu berücksichtigen.

Die vorab zu ermittelnden TT-Materialeigenschaften sind:

a) Elastizitätsmodul von LB:

Berechnung nach Gl. (2.7) in [8] mit dem unteren Grenzwert,

$$E_{b0} = 20\,250 \text{ N/mm}^2 \text{ bei normalgelagertem LB}$$

$$E_{b0} = 21\,340 \text{ N/mm}^2 \text{ bei versiegelt gelagertem LB}$$

b) Elastizitätsmodul von Stahl:

Berechnung nach Gl. (3.2) in [8]

$$E_{s0} = 205\,700 \text{ N/mm}^2$$

c) freie thermische Dehnungen von LB:

aus Versuchsergebnis gemäß Bild 4.5 bei versiegelt gelagertem LB

aus Versuchsergebnis gemäß Bild 4.6 bei normalgelagertem LB

d) freie thermische Dehnung von Stahl:

Berechnung nach Gl. (3.5) in [8]

Zur Lösung des Gleichungssystems werden die im Anhang aufgeführten bezogenen Querschnittswerte verwendet (s. Anhang, Abschn. A 1.1).

Die Auflösung des Gleichungssystems [Gln. (10.15) - (10.32)] richtet sich nach der vorgegebenen Fragestellung. Die vorliegende Forschungsarbeit enthält dem Versuchsprogramm entsprechend i. w. die beiden folgenden Fragestellungen:

- a) Wie groß sind die zu erwartenden freien thermischen Verformungen (Längenänderung, Krümmung) von Stahlleichtbetonstäben bei einseitiger schockartiger Abkühlung? Die äußeren Zwangsschnittgrößen sind in diesem Fall gleich Null.
- b) Wie groß sind die zu erwartenden Biegezwangsmomente von einseitig schockartig abgekühlten Stahlleichtbetonstäben bei vorgegebener (eingeprägter) Krümmung?

Die Lösung des Gleichungssystems sowie der Vergleich des Berechnungsergebnisses mit dem Versuchsergebnis folgt in den Abschnitten 10.5 bis 10.7.

Sämtliche Ableitungen gelten für alle möglichen Bewehrungsarten wie allgemein unsymmetrische Bewehrung, einseitige Bewehrung, symmetrische Bewehrung, zentrische Bewehrung. Ebenso können unbewehrte Stahlbetonstäbe berechnet werden.

Die Temperaturverteilung über den Querschnitt ist beliebig. Sie darf veränderlich und konstant (RT, TT) sein. Bei RT sind die E-Moduli der Baustoffe Stahl und Beton über den Querschnitt konstant. Die freien thermischen Dehnungen von Stahl und Beton sind bei RT gleich Null. Hieraus folgt, daß Spannungen ($\bar{\sigma}$) und Dehnungen ($\bar{\epsilon}$) bei RT nur aus äußeren Schnittgrößen resultieren.

Die Berechnungsmethode deckt den gesamten Beanspruchungsbereich ab: zentrischer Zug, Biegung und Normalkraft (Zug, Druck), reine Biegung, zentrischer Druck. Das Knickproblem bei Druckbeanspruchung wird in der Berechnung nicht erfaßt. Darüber hinaus lassen sich freie Temperaturverformungen (äußere Zwangsschnittgrößen = 0) unter Berücksichtigung beliebiger thermischer Dehnzahlen berechnen.

10.4 Allgemeine analytische Beschreibung der Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge äußeren Zwangs bei instationärem Temperaturfeld im Zustand II

Sobald die Summe der Spannungen aus Eigenspannungen und Spannungen infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge äußeren Zwangs am Außenrand der Zugzone die Zugfestigkeit des Betons $\sigma_{b9} = \beta_{bZ,9}$ erreicht, reißt der Querschnitt ein.

In der Zugzone im Rißquerschnitt ist der Beton spannungsfrei ($\sigma_{b9} = 0$). Im Riß nimmt die Betondehnung den Wert der freien thermischen Betondehnung an.

Die Stahlspannung infolge äußeren Zwangs nimmt in der Bewehrungsstablage 2 bei Rißbildung sprunghaft zu; es wird dabei vorausgesetzt, daß die Zwangsschnittgrößen vor und nach Rißbildung gleich groß sind. Die Gesamtstahldehnung im Riß setzt sich aus dem Anteil der freien thermischen Stahldehnung und dem Stahldehnungsanteil infolge inneren thermischen Zwangs und äußeren Zwangs zusammen, wobei der Anteil der freien thermischen Stahldehnung keine Spannungen bewirkt. Im Rißquerschnitt werden die inneren thermischen Zwangsspannungen in Stablage 2 abgebaut. Zu beiden Seiten des Risses herrscht außerhalb der anschließenden Einleitungsbereiche wieder Zustand I. Mit steigender äußerer Zwangbeanspruchung und fortschreitender Rißbildung werden die inneren Zwangsspannungen entlang der Stabachse 2 zunehmend abgebaut; d.h., mit fortschreitender Rißbildung resultiert die Stahlspannung in Stablage 2 in zunehmendem Maße aus der äußeren Zwangbeanspruchung.

Die Druckbewehrung (Stablage 1) liegt auch im eingerissenen Querschnitt in vollem Verbund. Mit zunehmender Durchkühlung des Querschnitts infolge einseitigen Kälteschocks wird in Stablage 1 der innere thermische Zwang aufgebaut. Hieraus resultieren aus Gleichgewichtsgründen innere thermische Stahlzwangsspannungen in Bewehrungslage 2.

Im Bild 10.6 ist der Spannungs- und Dehnungszustand eines gezwängten Stahlbetonstabes im Rißquerschnitt aufgetragen. Die gewählten Bezeichnungen entsprechen den in Abschn. 10.3 aufgeführten Bezeichnungen.

Wie zahlreiche Untersuchungen ergeben haben, gilt auch für den Rißquerschnitt näherungsweise die Voraussetzung, daß die Querschnitte eben bleiben. Daraus folgt, daß die Dehnungen im Rißquerschnitt proportional zu ihrem Abstand von der Nulllinie anwachsen. Diese Voraussetzung ist von Bedeutung für die Beschreibung der Beanspruchung der Bewehrungslage 2 im Rißquerschnitt. Im Rißquerschnitt wird das Temperaturfeld gemäß der Bilder 9.1 und 9.2 durch teilweises Einfließen von Flüssigstickstoff örtlich gestört. Diese örtliche Störung bleibt bei der Berechnung unberücksichtigt. Darüber hinaus gelten die in Abschn. 10.3 angegebenen Voraussetzungen.

Der Spannungs- und Dehnungszustand im Rißquerschnitt eines infolge einseitigen Kälteschocks gezwängten Stahlbetonstabes läßt sich nur iterativ ermitteln. Die Erläuterungen zuvor verdeutlichen, daß die Einrißtiefe t_R durch den Spannungszustand bestimmt wird, der sich aus Überlagerung von Eigenspannungszustand, innerem thermischen Zwang und äußerem Zwang ergibt. Der Grundgedanke zur Lösung des Problems besteht darin, daß der Querschnitt nur so weit einreißt, bis die vorhandenen Betonzugspannungen infolge Eigenspannungen, innerem thermischen Zwang und äußerem Zwang unterhalb der Rißspitze kleiner sind als die tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit.

Damit ergibt sich der folgende Lösungsweg:

Mit den Darstellungen in Bild 10.6 ergibt sich das Gleichungssystem nach Abschn. 10.3 (Gln. 10.15 bis 10.32). Es wird zunächst vom ungerissenen Zustand ausgegangen. Für das betrachtete Temperaturfeld werden die tieftemperaturabhängigen Materialkennwerte in den Lamellenschwerpunkten (Beton) und in den Bewehrungslagen (Beton, Stahl) ermittelt. Nach Lösung des Gleichungssystems (s. Abschn. 10.5 bis 10.7) wird der Spannungszustand unter Annahme von Zustand I berechnet. Nun wird überprüft, ob die mittlere vorhandene Betonzugspannung in der Lamelle ① die tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit übertrifft. Ist vorh. $\bar{\sigma}_{b1} < \beta_{bZ,g}$, so reißt der Querschnitt nicht ein. Ist vorh. $\bar{\sigma}_{b1} \geq \beta_{bZ,g}$, so reißt der Querschnitt nach der gewählten Lamellenteilung von $10 \times d/10$ zunächst bis $t_R = d/10$ ein. Die Lamelle ① in der Zugzone fällt damit zur Aufnahme von Spannungen aus. Im 2. Iterationsschritt wird der Spannungszustand eines Stahlbetonstabes mit einer Rißtiefe $t_R = d/10$ berechnet. In der Lösung des Gleichungssystems wird

hierzu $E_{b,91}$ zu Null gesetzt. Nun wird überprüft, ob die tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit in der Lamelle ② von der vorhandenen mittleren Betonspannung in Lamelle ② übertroffen wird. Ist dies der Fall, so beträgt die Rißtiefe mindestens $t_R = 2d/10$. Entsprechend fällt im 3. Iterationsschritt die Lamelle ② bei der Spannungsaufnahme aus. Diese Iteration wird solange durchgeführt, bis die vorhandene mittlere Betonspannung unterhalb der Rißspitze kleiner ist als die tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit. Die für den betrachteten Zeitpunkt bzw. das betrachtete Temperaturfeld endgültige Rißtiefe ist erreicht.

Zur Entscheidung der Frage, ob der Beton in der betrachteten Lamelle einreißt oder nicht, wird die tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit wie folgt festgelegt: Zahlreiche Untersuchungen haben ergeben, daß maximale Zugfestigkeit von LB bei TT schon bei ca. $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ erreicht ist (Bild 4.3). Die an kleinen Betonproben ermittelte Zugfestigkeit von versiegeltem und normalgelagertem LB beträgt bei RT ca. $+3,0\text{ N/mm}^2$, bei TT ca. $+4,5\text{ N/mm}^2$. In [24] wird darauf hingewiesen, daß die Betonzugfestigkeit bei Bauteilabmessungen in der Größenordnung von $d = 40\text{ cm}$ um ca. 25 % absinkt. Bei Berücksichtigung dieser Abminderung wird die Betonzugfestigkeit als Rißkriterium bei der Versuchsauswertung wie folgt festgelegt:

$$\beta_{bZ,RT} = 0,75 \cdot 3,0 = 2,3\text{ N/mm}^2, \quad \beta_{bZ,TT} = 0,75 \cdot 4,5 = 3,5\text{ N/mm}^2$$

Die vorgestellte Berechnung von Stahlbetonstäben im Rißquerschnitt gilt bezüglich der Bewehrungsanordnung, Temperaturverteilung sowie der Beanspruchungsart allgemein (s. Abschn. 10.3). Entsprechend können auch Querschnitte mit einem Durchriß berechnet werden.

Ein besonderer Vorteil der Berechnung besteht darin, daß ein allgemeines Rißkriterium gegeben ist, mit dem z.B. geklärt werden kann, ob bei kombinierter Beanspruchung (z. B. Biegung und Normalzugkraft) ein Einriß oder ein Durchriß im Stahlbetonstab zu erwarten ist.

Die Lösung des Gleichungssystems sowie der Vergleich des Berechnungsergebnisses mit dem Versuchsergebnis wird - wiederum gesondert für die unterschiedlichen Fragestellungen - in den Abschnitten 10.5 bis 10.7 behandelt.

Bei erster Betrachtung der vorgestellten Berechnungsmethode scheint die gewählte Teilung des Querschnitts in 10 Lamellen zu grob. Die folgenden Gründe sprechen allerdings für diese Wahl:

1. Eine engere Teilung des Querschnitts erhöht den Rechenaufwand beträchtlich. Trotz heutigen Einsatzes von Rechenanlagen sucht der entwerfende Ingenieur nach relativ einfach zu handhabenen Berechnungsmethoden, die gut überschaubar sind.
2. Die Teilung des Querschnitts in 10 Lamellen gestattet eine ausreichend genaue Erfassung der tieftemperaturabhängigen Materialkennwerte über den Querschnitt bei instationären Temperaturfeldern. Die Streuung der Materialkennwerte - insbesondere die von Beton - sind bei TT bekanntlich relativ groß, so daß schon deshalb eine engere Teilung nicht angebracht erscheint.
3. Wie zuvor beschrieben, stehen der Spannungs- und Dehnungszustand im Rißquerschnitt in untrennbarem Zusammenhang mit der Rißtiefe. In [40] wird ein strukturorientiertes statistisches Festigkeitsmodell für zugbeanspruchten Beton vorgestellt. Es wird hier daraufhingewiesen, daß Zugspannungsspitzen im Beton nicht unbedingt das sofortige Einreißen des Betons auslösen. In [40] wird als kleinste statistische Einheit die strukturorientierte "repräsentative Volumeneinheit" (RVE) definiert. Nach [40] reißt der Beton ein, sobald die über die Abmessungen der RVE gemittelte Zugspannung die Betonzugfestigkeit erreicht. Die RVE ist als Würfel mit der Kantenlänge $d_E \approx 2,3 \cdot \max D_K$ zu betrachten, wobei $\max D_K$ der Größtkorndurchmesser des Betons ist [81]. Der Größtkorndurchmesser beträgt bei den hier untersuchten LB 16 mm. Damit ergibt sich eine RVE mit der Kantenlänge $d_E \approx 2,3 \cdot 1,6 = 3,7$ mm. Die gewählte Lamellenbreite von $d/10 = 40/10 = 4$ cm, über die mittlere Betonspannungen berechnet werden, entspricht demnach etwa der Kantenlänge einer RVE des hier untersuchten LB.

10.5 Berechnung freier Temperaturverformungen bei instationärem Temperaturfeld

10.5.1 Freie Temperaturverformung im Zustand I

Die Berechnung der freien Temperaturverformung besteht in der Lösung des Gleichungssystems in Abschn. 10.3 (Gln. 10.15 bis 10.32). Im Falle freier Temperaturverformungen sind die äußeren Zwangsschnittgrößen M_{zw} und N_{zw} gleich Null. Vorab sind die Materialkennwerte für die mittlere Temperatur einer jeden Lamelle zu ermitteln (s. Abschn. 10.3) und als bekannte Größen in die Gleichungen einzuführen.

Es ergeben sich die folgenden unbekannten Werte:

$\bar{\epsilon}_{b9z1}, \bar{\epsilon}_{b9z2}, \bar{\epsilon}_{s9z1}, \bar{\epsilon}_{s9z2}, \bar{\epsilon}_{ba}, \bar{\epsilon}_{bi}, \bar{\epsilon}_{b1}, \bar{\epsilon}_{b2}, \bar{\epsilon}_{b3}, \bar{\epsilon}_{b4}, \bar{\epsilon}_{b5}, \bar{\epsilon}_{b6}, \bar{\epsilon}_{b7}, \bar{\epsilon}_{b8}, \bar{\epsilon}_{b9}, \bar{\epsilon}_{b10}, \chi, \epsilon_m = 18$ Unbekannte

Zur Verfügung stehen 18 voneinander unabhängige Gleichungen (Gln. 10.15 bis 10.32). Das Gleichungssystem ist damit eindeutig lösbar. Krümmung und Mittendeckung erhält man unmittelbar aus dem Dehnungszustand mittels Gln. (10.17) und (10.18). Nach Subtraktion der Gln. (10.29), (10.30) von Gl. (10.17) und nach Einsetzen der Gln. (10.19) bis (10.28) in die Gln. (10.31) und (10.32) reduziert sich das Gleichungssystem auf ein System mit 6 Unbekannten ($\bar{\epsilon}_{b9z1}, \bar{\epsilon}_{b9z2}, \bar{\epsilon}_{s9z1}, \bar{\epsilon}_{s9z2}, \bar{\epsilon}_{ba}, \bar{\epsilon}_{bi}$) und 6 voneinander unabhängigen Gleichungen.

Der Abschnitt A 2 im Anhang enthält die Lösung des Gleichungssystems. Alle weiteren gewünschten Dehnungen, Spannungen und schließlich Verformungen κ und ϵ_m lassen sich dann mit diesen Werten unmittelbar durch Auswertung der Formeln Gln. (10.17) bis (10.28), (10.33) und (10.34) berechnen.

Die Bilder 10.7 bis 10.13 zeigen das Berechnungsergebnis für Zustand I. Die Berechnung erfolgt für ausgewählte Kühlzeiten.

Der Verlauf der mittleren Krümmung ist qualitativ gleich der gemessenen mittleren Krümmung (Bild 9,12, Abschn. 9.5.2); die Rechenwerte sind kleiner als die Meßwerte. Auszugsweise ist der rechnerische Verlauf der mittleren Krümmung für einen unbewehrten Versuchskörper BV1 aufgetragen. Die mittlere Krümmung unbewehrter Versuchskörper ist deutlich kleiner als die der bewehrten. Dies ist anschaulich wie folgt zu erklären: Die Zone im Bereich der Bewehrungslage 2 ist kälter als die Zone im Bereich der Bewehrungslage 1. Folglich ist die Selbstvorspannung in Zone 2 höher als in Zone 1. Die ausmittige Selbstvorspannung vergrößert die Krümmung infolge Eigenspannungen.

Das Berechnungsergebnis der mittleren Mittendehnung (Bild 10.8) zeigt den schon in Abschn. 9.5.1 näher beschriebenen Einfluß der mittleren Betonfeuchte. Zusätzlich ist die rechnerische Kennlinie eines unbewehrten Versuchskörpers (BV1) eingezeichnet. Die mittlere Mittendehnung (Verkürzung) unbewehrter Versuchskörper ist kleiner als die der bewehrten. Dies ist auf die Tendenz von Stahl zurückzuführen, sich bei Abkühlung stärker zu verkürzen als LB (Bild 10.4).

Der Verlauf der inneren thermischen Stahlzugspannung in Stablage 2 läßt sich wie folgt beschreiben (Bild 10.9): Die Spannungen sind während der gesamten Kühlzeit Zugspannungen. In den ersten 5 Stunden ist ein steiler Anstieg zu verzeichnen. Anschließend flacht der Kurvenverlauf ab. Nach ca. 11 bis 14 Stunden fällt die Zugspannung geringfügig ab. Die maximale Stahlzugspannung beträgt bei versiegelt gelagerten Versuchskörpern ca. $+320 \text{ N/mm}^2$, bei normalgelagerten ca. $+220 \text{ N/mm}^2$.

Die innere thermische Stahlzugspannung in Stablage 1 nimmt nach anfänglichem steilen Anstieg bei weiterer Abkühlung kontinuierlich zu (Bild 10.10). Bei Erreichen des stationären Temperaturendzustandes beträgt die Stahlspannung bei versiegelter Lagerung ca. $+200 \text{ N/mm}^2$, bei Normallagerung ca. $+75 \text{ N/mm}^2$.

Im Bild 10.11 ist der Verlauf der Betonspannung der Lamelle ① über der Kühlzeit für den ungerissenen Zustand aufgetragen. Unmittelbar nach Kühlbeginn werden trotz gleichzeitigen Aufbaus der Selbstvorspannung (Druck im Beton) Zugspannungen aufgebaut, die der LB nicht aufnehmen kann. Die Zugspannungen sind Eigenspannungen und resultieren aus der anfänglich steilen Temperaturgradienten. Der Aufbau der Betonzugspannung ist bei versiegelter Lagerung verzögert. Dies ist i. w. auf kurzzeitig auftretende größere Expansionen des feuchteren LB zurückzuführen. Zusätzlich sei hier darauf hingewiesen, daß die genaue Erfassung der steilen Temperaturgradienten nach Kühlbeginn mit der in Abschn. 7.1 beschriebenen Anordnung der Thermoelemente nicht möglich ist. Auch die Beschreibung der Materialkennwerte aus der mittleren Temperatur bei steiler Gradienten ist problematisch. Nach ca. 9 Stunden Kühlzeit bei versiegelter Lagerung, bzw. nach ca. 2 Stunden bei Normallagerung nehmen die Betonzugspannungen ab.

Entsprechend ist der Verlauf der Betonzugspannung in der Lamelle ⑩ an der Versuchskörperunterseite aufgetragen (Bild 10.12). Es fällt auf, daß bei versiegelter Lagerung und Normallagerung Zugspannungen aufgebaut werden, die die Betonzugfestigkeit überschreiten.

Das Bild 10.13 zeigt die Betonspannungsverteilung über den ungerissenen Querschnitt sowie die zugehörigen Stahlspannungen für ausgewählte Kühlzeiten. Z. T. sind beträchtliche Sprünge der gemittelten Betonspannungen benachbarter Lamellen zu beobachten. Dies ist umso stärker ausgeprägt, je feuchter der LB und je mehr veränderlich die Temperaturverteilung über den Querschnitt ist. Der Einfluß beträchtlich wechselnder Temperaturdehnzahlen insbesondere von feuchtem LB mit relativ großen Expansionen wird deutlich.

10.5.2 Freie Temperaturverformung im Zustand II

Der Verlauf der Betonspannungen gemäß der Bilder 10.11 bis 10.13 zeigt, daß die Betonspannungen äußerlich ungezwängter Stahlleichtbetonstäbe bei einseitigem Kälteschock an der Kühlseite sowie an der gegenüberliegenden Seite die Betonzugfestigkeit erreichen. Der Beton reißt ein. Die Berechnung sowie die Versuche haben ergeben, daß der LB unmittelbar nach Kühlbeginn infolge des hohen Temperaturgradienten ca. 3,5 bis 4 cm an der Kühlseite einreißt. Die Lamelle ① fällt damit bei der Spannungsübernahme im Rißquerschnitt aus.

Nach den Ausführungen in Abschn. 10.4 ist damit der 2. Iterationsschritt bei der Berechnung des Spannungs- und Dehnungszustandes im Rißquerschnitt vorgegeben. In der Lösung des Gleichungssystems im Abschn. A2 des Formelanhanges ist E_{b91} zu Null zu setzen und ein neuer Gleichgewichts- und Verformungszustand zu berechnen. In Bild 10.14 ist der Verlauf der mittleren Betonspannung in der Lamelle ⑩ an der Versuchskörperunterseite bei Annahme eines Einrisses in Lamelle ① aufgetragen. Nach ca. 8 Stunden Kühlzeit bei versiegelter Lagerung bzw. nach ca. 12 Stunden bei Normallagerung erreicht der Beton in Lamelle ⑩ die RT-Betonzugfestigkeit von ca. $+2,3 \text{ N/mm}^2$. Die Versuchskörper reißen an der Unterseite ein. Dies steht im Einklang mit den Beobachtungen im Versuch (Abschn. 9.3.2). Damit ist ein 3. Iterationsschritt erforderlich und E_{b910} zu Null zu setzen. Es ergibt sich rechnerisch schließlich eine maximale Einrißtiefe an der Unterseite von ca. 8 cm. Die Einrißtiefe stimmt gut mit der Beobachtung im Versuch überein (Bilder 9.3, 9.4).

Unter Beobachtung des Rißbildungsfortschritts und nach Durchführung entsprechender Iterationsschritte ergeben sich die in den Bildern (10.15) bis (10.20) dargestellten Verformungen und Spannungszustände im Rißquerschnitt.

Im Bild 10.15 ist das Berechnungsergebnis der mittleren Krümmungen im Rißquerschnitt dem Versuchsergebnis gegenübergestellt. Der Anstieg der mittleren Krümmung nach ca. 8 bis 12 Stunden ist im Rißquerschnitt deutlich steiler als im ungerissenen Zustand (Bild 10.7). Dies ist auf die zu diesem Zeitpunkt beginnende Rißbildung an der Versuchskörperunterseite zurückzuführen. Die Steifigkeit der Versuchskörper nimmt infolge Rißbildung ab, so daß bis zum Kühlende größere mittlere Krümmungen resultieren als im ungerissenen Zustand. Mit dem Berechnungsergebnis für den gerissenen Zustand gelingt eine befriedigende Beschreibung des Versuchsergebnisses. Im Zeitraum der Kühlung von ca. 2 bis 12 Stunden ist die gemessene Krümmung größer als die rechnerische Krümmung im Riß. Genaugenommen sind weitergehende Untersuchungen unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen erforderlich.

Die gemessene mittlere Mittendehnung läßt sich mit dem Berechnungsmodell für Zustand II mit befriedigender Genauigkeit beschreiben (Bild 10.16).

Der Vergleich der inneren thermischen Stahlzwangspannung in Stablage 2 zeigt, daß der Verlauf der Spannung im Zustand I (Bild 10.9) dem Verlauf im Zustand II (Bild 10.7) ähnlich ist. Im Kühlzeitraum von ca. 2 bis 12 Stunden übertreffen die Stahlspannungen im Zustand II die Stahlspannungen im Zustand I. Bei weiterer Abkühlung sind die Stahlspannungen im Zustand II kleiner als im Zustand I.

Die innere thermische Stahlzwangspannung in Stablage 1 entspricht im ungerissenen Zustand (Bild 10.10) bis zum Zeitpunkt einsetzender Rißbildung an der Versuchskörperunterseite nach ca. 8 bis 12 Stunden weitgehend der Stahlspannung im gerissenen Zustand (Bild 10.18). Im Rißquerschnitt sind die Stahlspannungen im Zustand II wie zu erwarten deutlich größer als im Zustand I.

In den Bildern 10.19 und 10.20 ist die Spannungsverteilung über den Rißquerschnitt für ausgewählte Kühlzeiten aufgetragen. Größere Sprünge der gemittelten Betonspannung in benachbarten Lamellen ergeben sich in der Zone des Querschnitts, in der sich die Expansionswelle (Bilder 4.5, 4.6, 9.1, 9.2) mit ihrem stark veränderlichen thermischen Dehnverhalten zu dem betrachteten Zeitpunkt gerade befindet.

10.6 Berechnung der Biegezwangmomente von Stahlbetonstäben bei instationärem Temperaturfeld im Zustand I

10.6.1 Allgemeines

Wie schon im Abschn. 7.5 näher beschrieben, war die eingeprägte Krümmung zur Erzeugung äußerer Biegezwangmomente in den Versuchen in der Abkühlungsphase aus versuchstechnischen Gründen veränderlich. Zunächst werden Biegezwangmomente, Spannungs- und Dehnungszustände für diese in den Versuchen gemessenen aktuellen mittleren Krümmungen behandelt. In einem weiteren Abschnitt werden die Versuchsergebnisse ($= \kappa$) quasi normiert, indem die Zwangbeanspruchung einheitlich bei vollständiger Behinderung der mittleren Krümmung (Bed.: $\kappa_m = 0$) ermittelt wird. Damit sind die Ergebnisse aller Versuche untereinander vergleichbar.

Zur Berechnung von Biegezwangmoment, Spannungs- und Dehnungszustand einseitig abgekühlter Stahlbetonstäbe bei vorgegebener mittlerer Krümmung ist die Lösung des allgemeinen Gleichungssystems nach Abschn. 10.3 erforderlich. Im Falle reiner Biegezwangbeanspruchung wird die mittlere Krümmung vorgegeben und als bekannter Wert in die Gleichungen eingeführt (hier: κ_{Versuch} bzw. $\kappa = 0$). Da die Längenänderung der Versuchskörper nicht behindert wurde, wird die äußere Zwangnormalkraft zu Null gesetzt. Die Materialkennwerte werden wiederum für die mittlere Temperatur einer jeden Lamelle ermittelt. Es ergeben sich damit zunächst die folgenden unbekannten Werte: $\bar{\epsilon}_{b9z1}$, $\bar{\epsilon}_{b9z2}$, $\bar{\epsilon}_{s9z1}$, $\bar{\epsilon}_{s9z2}$, $\bar{\epsilon}_{ba}$, $\bar{\epsilon}_{bi}$, ϵ_m , M_{zw} , $\bar{\epsilon}_{b1}$, $\bar{\epsilon}_{b2}$, $\bar{\epsilon}_{b3}$, $\bar{\epsilon}_{b4}$, $\bar{\epsilon}_{b5}$, $\bar{\epsilon}_{b6}$, $\bar{\epsilon}_{b7}$, $\bar{\epsilon}_{b8}$, $\bar{\epsilon}_{b9}$, $\bar{\epsilon}_{b10}$ = 18 Unbekannte bei 18 voneinander unabhängigen Gleichungen.

Infolge Entkoppelung einiger Gleichungen läßt sich dieses Gleichungssystem in ein System mit 7 Unbekannten ($\bar{\epsilon}_{b9z1}$, $\bar{\epsilon}_{b9z2}$, $\bar{\epsilon}_{s9z1}$, $\bar{\epsilon}_{s9z2}$, $\bar{\epsilon}_{ba}$, $\bar{\epsilon}_{bi}$, M_{zw}) und 7 voneinander unabhängigen Gleichungen überführen. Die Lösung dieses Gleichungssystems enthält der Abschnitt A3 im Formelanhang.

10.6.2 Berechnung der Biegezwangmomente für mittlere Krümmung gemäß Versuch

Die Bilder 10.21 bis 10.31 enthalten das Berechnungsergebnis im Zustand I unter Vorgabe der in den Versuchen gemessenen mittleren Krümmung. Die Bilder 10.21 bis 10.26 verdeutlichen, daß die Biegezwangmomente im ungerissenen Zustand deutlich größer sind als die Meßwerte. Auf die zusätzlich eingetragenen Kennlinien für Zustand II sowie die rechnerischen Kennlinien der Biegezwangmomente bei Berücksichtigung des Betons auf Zug zwischen den Rissen wird im Abschn. 10.7 und 10.8 eingegangen.

10.6.3 Berechnung der Biegezwangmomente bei vollständig behinderter mittlerer Krümmung

In den Bildern 10.32 bis 10.38 ist das Berechnungsergebnis im Zustand I unter Vorgabe vollständig behinderter mittlerer Krümmung ($\kappa = 0$) bei allen Versuchskörpern aufgetragen. In diesem Falle sind die Ergebnisse der Versuche untereinander vergleichbar.

Das Biegezwangmoment im Zustand I steigt bei versiegelter Lagerung in der ersten Stunde nach Kühlbeginn steil an, bei Normallagerung in den ersten drei Stunden. Der steilere Anstieg bei Kühlbeginn sowie die größeren Biegezwangmomente der normalgelagerten Versuchskörper sind auf die höhere thermische Dehnzahl von normalgelagertem LB zurückzuführen. Nach abflachendem Verlauf nehmen die Biegezwangmomente bei Normallagerung geringfügig zu. Bei den versiegelt gelagerten Versuchskörpern steigen die Biegezwangmomente noch einmal steil an. Dieses unterschiedliche Verhalten zeigen auch die Versuchsergebnisse (Bilder 9.13, 9.14). Der Unterschied ist wie folgt zu deuten: Nach ca. 10 bis 12 Stunden Kühlzeit durchläuft die Expansionswelle der freien thermischen Dehnung den unteren Bereich des Versuchskörperquerschnitts. Hieraus resultieren bei versiegelt gelagerten Versuchskörpern, die zunächst frei verformbar angenommen werden sollen, zusätzliche größere Krümmungsanteile als bei Normallagerung. Zur Verhinderung dieser zusätzlichen Krümmungsanteile sind bei Versiegelung entsprechend größere Biegezwangmomente erforderlich als bei Normallagerung. Wie zu erwarten, sind die Biegezwangmomente umso größer, je höher der Bewehrungsgrad ist.

Die Stahlspannung in der Bewehrungslage 2 steigt in den ersten 3 Stunden nach Kühlbeginn steil an (Bild 10.33). Nach ca. 6 Stunden ist die Stahlspannung bei Normallagerung nahezu konstant. Bei Versiegelung ist noch ein geringfügiger Anstieg zu verzeichnen. Obwohl die Biegezwangmomente bei Normallagerung größer sind als bei Versiegelung, übertreffen die maximalen Stahlspannungen der versiegelten Versuchskörper (ca. $+380 \text{ N/mm}^2$) die Stahlspannungen der normalgelagerten (ca. $+300 \text{ N/mm}^2$). Die Ursache hierfür liegt in dem höheren Stahlspannungsanteil aus innerem thermischen Zwang bei feuchterem LB. Der Einfluß des Bewehrungsgrades auf die Stahlspannung ist vergleichsweise klein.

Die Stahlspannungen in der Bewehrungslage 1 haben tendenziell den Verlauf der Meßwerte (Abschn. 9.6.5, Bild 9.23). Infolge steilen Anstiegs der Biegezwangmomente resultieren zunächst Druckspannungen (Bild 10.34). Mit weiterer Durchkühlung der Versuchskörper werden zunehmend Zugspannungen infolge inneren thermischen Zwangs aufgebaut. Der Einfluß der Betonfeuchte ist ausgeprägt. Der Bewehrungsgrad ist von geringerem Einfluß auf die Stahlspannungen.

Die freie mittlere Mittendehnung (Verkürzung) ist bei Normallagerung deutlich größer als bei versiegelter Lagerung (Bild 10.35). Über die Ursache wurde schon in Abschn. 9.6.2 berichtet. Der Einfluß der Bewehrung ist weniger ausgeprägt.

In den Bildern 10.36 bis 10.38 ist die Spannungsverteilung über den Querschnitt für ausgewählte Kühlzeiten für die Versuchskörper BS1, BS2 und BS4 aufgetragen. Auch bei Biegezwangbeanspruchung resultieren im Bereich der Expansionswelle mit stark veränderlichem thermischen Dehnverhalten große Sprünge der gemittelten Betonspannung. Der Spannungsanteil aus innerem thermischen Zwang (Betondruckspannungen) ist umso größer, je höher die mittlere Betonfeuchte und der Bewehrungsgrad sind. Bei stationärem Temperaturendzustand ist die Betonspannungsverteilung über den Lamellen ① bis ⑧ näherungsweise linear. In den Lamelle ⑨ und ⑩ werden die Betondruckspannungen infolge Biegezwang durch Zugspannungen infolge behinderter Expansion abgebaut.

10.7 Berechnung der Biegezwangmomente von Stahlbetonstäben bei instationärem Temperaturfeld im Zustand II

10.7.1 Vorbemerkungen

Mittels der Berechnung für Zustand II sollen i. w. die beiden folgenden Fragestellungen geklärt werden:

1. Wie groß sind das zu erwartende Biegezwangmoment und die zugehörige Beanspruchung des Querschnitts im Zustand II bei Vorgabe der in den Versuchen gemessenen mittleren Krümmungen? Das Biegezwangmoment ist der untere Grenzwert, der mittels der Versuchsergebnisse qualitativ überprüft werden kann. Darüber hinaus werden Biegezwangmoment und Beanspruchung des Querschnitts im Zustand II bei Vorgabe vollständigen Biegezwangs ($\kappa = 0$) für alle Versuchskörper ermittelt. Dieses Ergebnis ist die Grundlage für eine Parameterstudie für Zustand II sowie für eine vergleichende Betrachtung mit dem Ergebnis für Zustand I bei vollständigem Biegezwang.

2. In einem weiteren Abschnitt wird die Beanspruchung des Rißquerschnitts bei Vorgabe der in den Versuchen gemessenen Biegezwangmomente untersucht. Diese Berechnung ist u. a. erforderlich, um Rißbreite und Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen zutreffend erfassen zu können und die Gültigkeit des vorgestellten Berechnungsmodells anhand von Versuchsergebnissen kontrollieren zu können.

Die Berechnung für Zustand II erfolgt gemäß den Ausführungen in Abschn. 10.4.

10.7.2 Biegezwangmoment und Beanspruchung des Querschnitts im Zustand II

Die Bilder 10.21 bis 10.26 enthalten das Berechnungsergebnis der Biegezwangmomente im Zustand II bei Vorgabe der in den Versuchen gemessenen mittleren Krümmungen. Die Rechenwerte der Biegezwangmomente für Zustand II sind kleiner als die Meßwerte und stellen damit einen unteren Grenzwert der Biegezwangmomente dar.

Die Diskussion des Berechnungsergebnisses sowie die Parameterstudie werden wiederum anhand des Ergebnisses bei einheitlicher Vorgabe der vollständigen Biegezwängung ($\kappa = 0$) durchgeführt (Bilder 10.45 bis 10.51). Dabei soll wesentlich auf die Gegenüberstellung der Ergebnisse für Zustand I und II eingegangen werden.

Die Biegezwangmomente sind im Zustand II wie zu erwarten deutlich kleiner als im ungerissenen Zustand (Bilder 10.32, 10.45). Bei Erreichen des stationären Temperaturzustandes betragen die Biegezwangmomente im Zustand II unabhängig von der Lagerung i. M. ca. 50 % der Biegezwangmomente im Zustand I. Der Bewehrungsgrad wirkt sich im Zustand II stärker auf das Biegezwangmoment aus als im Zustand I. Das Verhältnis M_{ZW}^{II}/M_{ZW}^I beträgt im Endzustand bei den geringer bewehrten Versuchskörpern i. M. ca. 45 %, bei den höher bewehrten i. M. ca. 56 %. Die Biegezwangmomente sind im Zustand II unter der Voraussetzung gleicher Bewehrung im Gegensatz zum Zustand I unabhängig von der Lagerung etwa gleich groß.

Die Entwicklung der Stahlspannung in der Bewehrungslage 2 während der Abkühlung ist im Zustand II der Entwicklung im Zustand I qualitativ ähnlich (Bilder 10.33, 10.46). Mit wachsender Rißtiefe übertreffen die Stahlspannungen im Zustand II zunehmend die Stahlspannungen im Zustand I. Bei Erreichen des stationären Temperaturendzustandes beträgt die Spannungsdifferenz zwischen Zustand II und Zustand I ca. 30 bis 50 N/mm². Diese relativ kleine Differenz ist darauf zurückzuführen, daß zum einen die Biegezwangbeanspruchung im Zustand II erheblich kleiner ist als im Zustand I und daß zum anderen der Querschnitt auch im Zustand II unter einer erheblichen inneren thermischen Zwangbeanspruchung steht.

Die Stahlspannungen in der Bewehrungslage 1 tendieren im Zustand II gegenüber Zustand I zu höheren Zugspannungen (Bilder 10.34, 10.47). Die Ursache hierfür liegt in der geringeren Biegezwangbeanspruchung im Zustand II, aus der Druckspannungen in der Bewehrungslage 1 resultieren.

Die Bilder 10.49 bis 10.51 zeigen die Spannungsverteilung der Versuchskörper BS1, BS2, BS4 über den Querschnitt im Zustand II für ausgewählte Kühlzeiten. Es fällt auf, daß die Einrißtiefe bei etwa gleich großer Biegezwangbeanspruchung bei den normalgelagerten Versuchskörpern größer ist als bei den versiegelten. Dieses Beobachtung ist auf die größere Selbstvorspannung bei Versiegelung infolge inneren thermischen Zwangs zurückzuführen.

10.7.3 Beanspruchung des Rißquerschnitts bei gemessenem Biegezwangmoment

In den Bildern 10.39 bis 10.44 ist das Berechnungsergebnis der Beanspruchung des Rißquerschnitts bei Vorgabe der in den Versuchen gemessenen Biegezwangmomente dargestellt.

Das Bild 10.39 zeigt das Berechnungsergebnis der Stahlspannung in der Bewehrungslage 2 im Rißquerschnitt bei gemessenem Biegezwangmoment. Die Übereinstimmung mit dem Versuchsergebnis (Bild 9.22) ist gut. Die gemessenen Stahlspannungen sind geringfügig kleiner als die Rechenwerte. Dies ist auf die nicht genaue zentrische Lage der DMS in den Rißquerschnitten der Versuchskörper zurückzuführen.

Im Bild 10.40 ist das Berechnungsergebnis der Stahlspannung in der Bewehrungslage 1 im Rißquerschnitt bei gemessenem Biegezwangmoment aufgetragen. Der Verlauf der berechneten Stahlspannung während der Abkühlung steht in befriedigender Übereinstimmung mit dem Versuchsergebnis (Bild 9.23). Die Einflüsse von Lagerungsart und Bewehrungsgrad (s. Abschn. 9.6.5) werden in der Berechnung zutreffend erfaßt. Das Berechnungsergebnis ergibt insbesondere bei den normalgelagerten Versuchskörpern in den ersten 10 Stunden der Abkühlung geringere Druckspannungen als das Versuchsergebnis. Mit weiterer Abkühlung entwickeln sich gemäß der Berechnung i. w. größere Zugspannungen als gemäß der Versuche. Die Differenzen sind auf die folgenden drei Ursachen zurückzuführen:

1. Der Stahl-DMS liegt nicht im Zentrum des Rißquerschnitts.
2. Die Stahlspannung ist wesentlich von der Druckzonenhöhe abhängig. Die Genauigkeit der Berechnung der Druckzonenhöhe ist mittels der gewählten Lamellenteilung begrenzt.
3. Der Aufbau von Zugspannungen in der Bewehrungslage 1 infolge inneren thermischen Zwangs wird wesentlich vom thermischen Dehnverhalten des LB bestimmt. Insbesondere das thermische Dehnverhalten der normalgelagerten Versuchskörper unterliegt größeren Schwankungen.

In den Bildern 10.42 bis 10.44 ist die Spannungsverteilung bei gemessener Biegezwangbeanspruchung über den Rißquerschnitt der Versuchskörper BS1, BS2 und BS4 für ausgewählte Kühlzeiten aufgetragen. Die Entwicklung der Rißtiefe während der Abkühlung vollzieht sich bei Normallagerung schneller als bei versiegelter Lagerung. Bei Erreichen des stationären Temperaturendzustandes ist die Rißtiefe bei Normallagerung größer als bei versiegelter Lagerung. Dies wird durch die in den Versuchen beobachtete Rißentwicklung bestätigt. Im Abschn. 10.9.2 wird die beobachtete Riß Tiefenentwicklung während der Abkühlung mit dem Berechnungsergebnis verglichen.

10.8 Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen biegezwangbeanspruchter Stahlbetonstäbe bei instationärem Temperaturfeld

10.8.1 Ermittlung der mittleren Stahldehnung in der Zugzone

In [18, 30] wird ein Beiwert $k(\sigma_{sR})$ formuliert, mit dem die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen bei RT berücksichtigt wird. Der Beiwert $k(\sigma_{sR})$ wurde dabei aus Messungen mittlerer Verformungen von Stahlbetonbalken im Bereich konstanten Moments entwickelt. Es wird vorgeschlagen, die mittlere Stahldehnung nach der folgenden allgemeinen Beziehung zu berechnen:

$$\epsilon_{s2m} = \epsilon_{s2R} - k \frac{\beta_{b,z}}{E_s \cdot \mu_2} \quad (10,35)$$

Der Beiwert k beschreibt in verschmierter Form die Verteilung der Zugspannungen des Betons, die Form der Betondruck- und Betonzugzone zwischen den Rissen, die Verbundspannungsverteilung und den Rißabstand.

Die Ableitungen in [18, 30] gelten strenggenommen unter den folgenden Voraussetzungen:

- Der Rißabstand ist über die Beobachtungslänge konstant.
- Alle Risse sind Hauptrisse (s. Abschn. 9.6.6.2).
- Aus den beiden ersten Bedingungen folgt: Die Stahlspannungs- und Dehnungsverteilung und die Verbundspannungsverteilung entlang des Stahles zwischen zwei benachbarten Rissen sind in jedem Rißintervall gleich.

Die Gleichung ist demnach nur für Stahlbetonstäbe gültig, deren Zugzone gleichmäßig mit Bewehrung durchsetzt ist. In diesem Fall ist die Einleitungslänge l_1 des Verbundes größer als die St. Venant'sche Störlänge l_k [31]. Dies trifft bei den hier untersuchten Versuchskörpern nicht zu. Die Bewehrung ist an der Außenseite der Biegezugzone konzentriert, so daß sich neben den Hauptrissen auch die schon beschriebenen Nebenrisse bilden (s. Abschn. 9.6.6.2).

Zur Zeit ist eine geschlossene Beschreibung der mittleren Stahldehnung unter Berücksichtigung unterschiedlicher Rißtypen nicht möglich. Aus diesem Grunde wird im folgenden überprüft, ob ein Näherungsansatz für die mittlere Stahldehnung der Versuchskörper unter gleichzeitiger Berücksichtigung des Eigenspannungszustandes, des Spannungszustandes infolge inneren thermischen Zwangs sowie des Spannungszustandes infolge äußeren Zwangs (hier Biegezwang) gelingt. Dabei wird im folgenden von Gl. (10.35) unter Berücksichtigung von Versuchskörperergebnissen ausgegangen werden.

Nach Abschnitt 7.2 wurde die mittlere Dehnung in der Bewehrungslage 2 mittels Setzdehnungsmesser mit einer Meßbasis von 500 mm gemessen (Bild 9.17). Die gemessene mittlere Dehnung ϵ_{s9z2}^m setzt sich aus dem Anteil der freien thermischen Stahldehnung ϵ_{s902} und dem Stahldehnungsanteil infolge inneren thermischen Zwangs und äußeren Zwangs $\bar{\epsilon}_{s9z2}^m$ zusammen. Nur der Anteil $\bar{\epsilon}_{s9z2}^m$ bewirkt Spannungen und es ergibt sich damit:

$$\epsilon_{s9z2}^m = \epsilon_{s902} + \bar{\epsilon}_{s9z2}^m \quad (10.36)$$

Entsprechend berechnet sich die Gesamtstahldehnung im Riß nach Abschn. 10.4 zu:

$$\epsilon_{s9z2}^R = \epsilon_{s902} + \bar{\epsilon}_{s9z2}^R \quad (10.37)$$

Die Differenz beider Dehnungen

$$\epsilon_{s9z2}^R - \epsilon_{s9z2}^m = \bar{\epsilon}_{s9z2}^R - \bar{\epsilon}_{s9z2}^m = \Delta \epsilon_{s9z2} \quad (10.38)$$

ist ein Maß für die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. Im Bild 10.52 ist die Stahldehnungsdifferenz nach Gl. (10.38) in Abhängigkeit von der Kühlzeit aufgetragen. ϵ_{s9z2}^m ist dabei der Meßwert der mittleren Ge-

samtstahldehnung gemäß Versuch, ε_{s9z2}^R das Berechnungsergebnis nach Abschn. 10.4. Die Stahldehnungsdifferenz bzw. die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen ist im gesamten Beanspruchungsbereich vergleichsweise klein [8, 9]. In der ersten Stunde nach Kühlbeginn, in der i. w. die Eigenspannungsrißbildung abläuft, ist die Stahldehnung im Riß nur geringfügig größer als die mittlere Stahldehnung. Mit einsetzender Zwangrißbildung nimmt die Mitwirkung des Betons auf Zug zu. Nach ca. 12 Stunden Kühlzeit, nachdem die Zwangrißbildung weitgehend abgeschlossen ist, erreicht die Mitwirkung des Betons auf Zug ihr Maximum. Mit weiterer Abkühlung fällt die Mitwirkung des Betons deutlich ab. Bei Erreichen des stationären Temperaturendzustandes sind die Stahldehnungen im Riß größer als die mittleren Dehnungen.

Die Mitwirkung des Betons auf Zug ist bei den versiegelt gelagerten Versuchskörpern größer als bei den normalgelagerten. Dies ist auf die höhere Verbundsteifigkeit von versiegeltem LB gegenüber normalgelagertem zurückzuführen [9]. Zusätzlich dürfte hierfür auch die vor Kühlbeginn beobachtete Schwindrißbildung verantwortlich sein. Die Mitwirkung des Betons auf Zug ist umso größer, je kleiner der Bewehrungsgrad ist. Dies trifft für beide Lagerungsarten zu.

Es ist das Ziel, den Faktor k funktionell zu beschreiben. In [18, 30] wird k in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß sowie von der Erstrißstahlspannung angegeben. Die Erstrißstahlspannung kann bei den hier behandelten Versuchen nicht angegeben werden, da mit Kühlbeginn unmittelbar die Eigenspannungsrißbildung einsetzt. Die Darstellung von k in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß empfiehlt sich nicht, da der abfallende Ast der Mitwirkung des Betons auf Zug nach ca. 12 Stunden über den Stahlspannungsverlauf (Bild 10.27) nicht zutreffend beschrieben werden kann. Da die Mitwirkung des Betons auf Zug vergleichsweise klein ist und darüber hinaus eine einfache Beschreibung von k bereitgestellt werden soll, wird k unabhängig von der Lagerungsart und vom Bewehrungsgrad als Funktion von der Kühlzeit angegeben.

Der Faktor k läßt sich nach Gl. (10.35) unter Berücksichtigung der Bezeichnungen nach den Gl.n. (10.36) bis (10.38) wie folgt anschreiben:

$$k(t) = \left[\bar{\epsilon}_{s9z2}^R(t) - \bar{\epsilon}_{s9z2}^m(t) \right] \frac{E_{s92}(t) \cdot \mu_2}{\beta_{bz,9}} \quad (10.39)$$

Über die einzelnen Werte wird dabei wie folgt verfügt:

$\bar{\epsilon}_{s9z2}^R(t)$: Berechnung der Stahldehnung im Riß nach Abschn. 10.4

$\bar{\epsilon}_{s9z2}^m(t)$: gemessene mittlere Stahldehnung unter Berücksichtigung der freien thermischen Stahldehnung nach Gl. (10.36)

$E_{s92}(t)$: der temperaturabhängige Stahl-E-Modul in der Bewehrungslage 2 für den betrachteten Kühlzeitpunkt (s. Abschn. 10.3)

μ_2 : Bewehrungsgrad $\mu_2 = \frac{A_{s2}}{b \cdot d}$

$\beta_{bz,9}$: Betonzugfestigkeit bei $TT = +3,5 \text{ N/mm}^2$ (s. Abschn. 10.4)

Im Bild 10.53 ist das Auswertungsergebnis von Gl. (10.39) in Abhängigkeit von der Kühlzeit aufgetragen. Die k -Faktoren nehmen nach ca. 12 bis 15 Stunden Abkühlung ein Maximum an. Es beträgt im Mittel ca. 0,025 bis 0,045. In [18, 30] wurde für reine Biegebeanspruchung ein maximaler k -Wert von 0,18 ermittelt. Dies weist auf eine wesentliche kleinere Mitwirkung des Betons auf Zug von schockartig einseitig abgekühlten Stahlleichtbetonstäben unter Biegezwangbeanspruchung hin.

Die sich nach Gl. (10.39) ergebende Punkteschar (Bild 10.53) läßt sich mit befriedigender Genauigkeit durch eine quadratische Parabel mit dem Maximum bei $t = 15$ Stunden beschreiben:

$$k(t) = 1,5 \cdot 10^{-4} t^2 + 4,5 \cdot 10^{-3} t \quad (10.40)$$

t = Kühlzeit in Stunden

Mit Gl. (10.40) ergibt sich damit der folgende Näherungsansatz für die mittlere Stahldehnung in der Bewehrungslage 2:

$$\bar{\epsilon}_{s9z2}^m(t) = \bar{\epsilon}_{s9z2}^R(t) - (4,5 \cdot 10^{-3} t - 1,5 \cdot 10^{-4} t^2) \cdot \frac{\beta_{bz.9}}{E_{s92} \cdot \mu_2} \quad (10.41)$$

10.8.2 Ermittlung der Biegezwangmomente

Eine strenge Lösung für die Berechnung der Biegezwangmomente unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen kann nicht angegeben werden, da keine ausreichenden Kenntnisse über die Verteilung der Betonzugspannungen zwischen den Rissen vorhanden sind.

Im Bild 10.54 ist der mittlere Dehnungs- und Spannungszustand mit resultierenden Kräften einseitig kältegeschockter biegezwangbeanspruchter Stahlbetonstäbe dargestellt. Nach [30] beträgt der Abstand a zwischen der resultierenden Betonzugkraft und der Stahlzugkraft ca. 10 bis 20 % der statischen Nutzhöhe (Bild 10.54). Bei der Berechnung mittlerer Verformungen darf in guter Näherung von einer geradlinigen Dehnungsverteilung über den Querschnitt ausgegangen werden. Darüber hinaus gelten die im Abschn. 10.3 aufgeführten Voraussetzungen. Die wesentliche Bedingung zur Berechnung des Biegezwangmoments unter Berücksichtigung des Betons auf Zug zwischen den Rissen besteht darin, daß der dem mittleren Verformungszustand entsprechende Spannungszustand das gleiche innere Moment ergibt wie der dem Verformungszustand im Rißquerschnitt entsprechende Spannungszustand [30].

Mit den Bezeichnungen im Bild 10.54 ergibt sich das folgende Gleichungssystem:

1. Verträglichkeit in der Bewehrungsstabachse 1:

$$\epsilon_{s\vartheta 01} + \bar{\epsilon}_{s\vartheta z1}^m = \epsilon_{b\vartheta 01} + \bar{\epsilon}_{b\vartheta z1}^m \quad (10.42)$$

2. Verträglichkeit in der Bewehrungsstabachse 2:

$$\epsilon_{s\vartheta 02} + \bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^m = \epsilon_{b\vartheta 02} + \bar{\epsilon}_{b\vartheta z2}^m \quad (10.43)$$

3. Ebenbleiben des Querschnitts:

$$\bar{\epsilon}_{b1}^m \text{ bis } \bar{\epsilon}_{b10}^m \text{ entsprechend den Gln. (10.19) bis (10.28),} \quad (10.44)$$

$$\text{wobei } \bar{\epsilon}_{b1} \text{ bis } \bar{\epsilon}_{b1} \text{ durch } \bar{\epsilon}_{b1}^m \text{ bis } \bar{\epsilon}_{b10}^m \text{ bzw. } \bar{\epsilon}_{ba} \text{ und } \bar{\epsilon}_{bi} \text{ bis} \quad (10.53)$$

$$\text{durch } \bar{\epsilon}_{ba}^m \text{ und } \bar{\epsilon}_{bi}^m \text{ zu ersetzen sind}$$

$$\bar{\epsilon}_{b1}^m = \frac{2 \cdot \epsilon_{mm} - \kappa_m \cdot d - 2 \cdot \epsilon_{b\vartheta 0,i}}{2} \quad (10.54)$$

$$\bar{\epsilon}_{ba}^m = \frac{2 \cdot \epsilon_{mm} - \kappa_m \cdot d - 2 \cdot \epsilon_{b\vartheta 0,a}}{2} \quad (10.55)$$

$$\bar{\epsilon}_{b\vartheta z1}^m = (\epsilon_{b\vartheta 0,a} + \bar{\epsilon}_{ba}^m - \epsilon_{b\vartheta 0,i} - \bar{\epsilon}_{b1}^m) \cdot (1 - \beta_1) + \epsilon_{b\vartheta 0,i} + \bar{\epsilon}_{b1}^m - \epsilon_{b\vartheta 01} \quad (10.56)$$

$$\bar{\epsilon}_{b\vartheta z2}^m = (\epsilon_{b\vartheta 0,a} + \bar{\epsilon}_{ba}^m - \epsilon_{b\vartheta 0,i} - \bar{\epsilon}_{b1}^m) \cdot \beta_2 + \epsilon_{b\vartheta 0,i} + \bar{\epsilon}_{b1}^m - \epsilon_{b\vartheta 02} \quad (10.57)$$

4. Momentengleichgewicht $\Sigma M(s2) = 0$:

$$\begin{aligned}
 0 = & -M_{zw} + N_{zw} \left(\frac{d}{2} - d_2 \right) - \bar{\epsilon}_{sz1}^m \cdot E_{sz1} \cdot A_{s1} (h - d_1) - \frac{b \cdot d}{10} \cdot \\
 & [E_{bz1} \cdot \bar{\epsilon}_{b1}^m (h - 0,95 d) + E_{bz2} \cdot \bar{\epsilon}_{b2}^m (h - 0,85 d) + E_{bz3} \cdot \bar{\epsilon}_{b3}^m (h - 0,75 d) \\
 & + E_{bz4} \cdot \bar{\epsilon}_{b4}^m (h - 0,65 d) + E_{bz5} \cdot \bar{\epsilon}_{b5}^m (h - 0,55 d) + E_{bz6} \cdot \bar{\epsilon}_{b6}^m (h - 0,45 d) \\
 & + E_{bz7} \cdot \bar{\epsilon}_{b7}^m (h - 0,35 d) + E_{bz8} \cdot \bar{\epsilon}_{b8}^m (h - 0,25 d) + E_{bz9} \cdot \bar{\epsilon}_{b9}^m (h - 0,15 d) \\
 & + E_{bz10} \cdot \bar{\epsilon}_{b10}^m (h - 0,05 d)] \\
 & - \bar{Z}_{bz}^m \cdot d = 0
 \end{aligned} \tag{10.58}$$

Der Momentenanteil $(\bar{Z}_{bz}^m \cdot a)$ ist vergleichsweise klein und kann daher vernachlässigt werden. N_{zw} ist in den dieser Forschungsarbeit zugrundeliegenden Versuchen gleich Null. Setzt man die Gln. (10.44) bis (10.53) in die Gl. 10.58) ein, so erhält man 7 Gln. mit 7 Unbekannten; das Gleichungssystem ist eindeutig lösbar. Die unbekannten Werte sind: $\bar{\epsilon}_{bz1}^m$, $\bar{\epsilon}_{bz2}^m$, $\bar{\epsilon}_{sz1}^m$, ϵ_{mm} , $\bar{\epsilon}_{bi}^m$, $\bar{\epsilon}_{ba}^m$, M_{zw} . Der Abschnitt A4 im Anhang enthält die Lösung des Gleichungssystems.

Die Berechnung der Biegezugmomente unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen ist nur iterativ möglich. Der Ablauf der Berechnung gestaltet sich wie folgt:

1. Bei der Untersuchung von Zwangsschnittgrößen (hier M_{zw}) wird davon ausgegangen, daß die mittleren Verformungen (hier κ_m) bekannt sind. Bei der Auswertung der vorliegenden Versuchskörper ist κ_m die in den Versuchen gemessene aktuelle mittlere Krümmung (Bild 9.20).

2. Mittels vorgegebenen κ_m die Krümmung im Riß κ_R schätzen, wobei $\kappa_R < \kappa_m$ mit Vorzeichen nach Bild 9.21 ist.
3. Berechnung von M_{zw1} und $\bar{\varepsilon}_{sz2}^R$ für geschätztes κ_R nach Abschn. 10.4 (Zustand II).
4. Berechnung von $\bar{\varepsilon}_{sz2}^m$ nach Gl. (10.41).
5. κ_m und $\bar{\varepsilon}_{sz2}^m$ in die Lösung der Gln. (10.42) bis (10.58) in Abschn. A4 des Formelanhangs einsetzen und M_{zw2} für die mittlere Verformung nach Gl. (A31) berechnen.
6. M_{zw1} mit M_{zw2} vergleichen. Falls $M_{zw1} = M_{zw2}$, Betonzugspannungen nach Abschn. 10.4 überprüfen. Bed.: vorh. $\bar{\sigma}_b < \beta_{sz}$, in allen Lamellen. Falls Bed. erfüllt, ist $M_{zw1} = M_{zw2} = M_{zw}$ die Lösung. Andernfalls ist die Einrißtiefe zu korrigieren (s. Abschn. 10.4).
7. Falls $M_{zw2} > M_{zw1}$, κ_R im Schritt 2 kleiner (mit Vorz.) wählen. Falls $M_{zw2} < M_{zw1}$, κ_R im Schritt 2 größer (mit Vorz.) wählen. Mit neuem κ_R den Berechnungsablauf ab Schritt 2 wiederholen.
8. Die Berechnung ist abgeschlossen, sobald die Bedingungen " $M_{zw1} = M_{zw2}$ " sowie "vorh. $\bar{\sigma}_b < \beta_{bz,9}$ " eingehalten sind.

Die Auswertung der Versuche ergibt, daß i. a. ca. 4 bis 6 Iterations-schritte zur Berechnung von M_{zw} genügen. In den Bildern 10.21 bis 10.26 ist der Verlauf der berechneten Biegezwangmomente unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen Rissen dargestellt. Die berechneten Biegezwangmomente unter Berücksichtigung des Betons auf Zug sind - wie zu erwarten - größer als die für den Rißquerschnitt ermittelten Biegezwangmomente. In den ersten 3 bis 5 Stunden nach Kühlbeginn liegen die Rechenwerte geringfügig unter den Meßwerten. Mit weiterer Abkühlung wird die Mitwirkung des Betons auf Zug in der Berechnung geringfügig überschätzt. Bei Erreichen des stationären Temperaturzustandes ist die Mitwirkung des Betons auf Zug nahezu abgebaut. Der Spannungs- und Dehnungszustand entspricht weitgehend

dem im Rißquerschnitt. Die Bilder zeigen, daß mit der vorgestellten Berechnung eine befriedigende Beschreibung der Biegezwangbeanspruchung unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen gelingt.

10.8.3 Biegesteifigkeit

Die Berechnung der Biegesteifigkeit $K_B = -M/\kappa_m$ für Zustand I und II wurde schon in Abschn. 9.6.7 beschrieben. Zur Berechnung der Biegesteifigkeit unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen und zur Überprüfung der Versuchsergebnisse (s. Bilder 9.46 bis 9.51) wird wie folgt vorgegangen: M in Gl. (9.3) ist das nach Abschn. 10.8.2 berechnete Biegezwangmoment bei Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. κ_m ist in Gl. (9.3) bei Biegezwangbeanspruchung die eingeprägte mittlere Krümmung. Sie läßt sich aus den Biegezwangversuchen (Versuchskörper BS1 bis BS6) nicht ermitteln. Aus diesem Grunde müssen die freien Temperaturverformungen bei instationärem Temperaturfeld nach Abschn. 10.5 berechnet werden. Nach den Ausführungen in Abschn. 9.3 und 10.5.2 wird zur Berücksichtigung der Eigenspannungsrisse an der Kühlseite die freie Temperaturverformung unter der Annahme einer Einrißtiefe von 4 cm berechnet. Zur rechnerischen Überprüfung der Versuchsergebnisse müssen die in den Versuchen gemessenen mittleren Krümmungen berücksichtigt werden. Damit ergibt sich die in Gl. (9.3) einzusetzende effektive mittlere Krümmung zu:

$$\kappa_m = \kappa_{m, \text{frei}} - \kappa_{m, \text{Vers.}} \quad (10.59)$$

In den Bildern 9.46 bis 9.51 ist das Ergebnis der Auswertung der Gln. (9.3) und (10.59) aufgetragen. Es sind die auf die RT-Steifigkeit im Zustand I bezogenen Biegesteifigkeiten dargestellt.

Die Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis ist befriedigend. Der Einfluß von Lagerungsart und Bewehrungsgrad auf die Entwicklung der Biegesteifigkeit im Zuge der Rißbildung (s. Abschn. 9.6.7) läßt sich mit dem vorgestellten Rechenmodell zutreffend beschreiben.

10.9 Rißbildung biegebeanspruchter Stahlleichtbetonstäbe bei instationärem Temperaturfeld

10.9.1 Rißabstände nach abgeschlossener Rißbildung

Der übliche Ansatz zur Berechnung des mittleren Endrißabstandes lautet:

$$s_{Rme} = k_1 \cdot c_b + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (10.60)$$

In dieser Formel stellt der erste Term den Anteil der Krafteinleitung nach dem Prinzip von St. Venant dar. Der zweite Term beschreibt die Einleitung der Stahlzugkraft im Riß über Verbund in den Beton. Die einzelnen Faktoren in der Gl. (10.60) werden in der Literatur unterschiedlich angegeben [17, 20, 34, 35, 36, 37].

Nach [34] läßt sich der mittlere Endrißabstand nach dem folgenden Ansatz berechnen:

$$s_{Rme} = 5 + \frac{1}{4} \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (10.61)$$

mit $\frac{1}{4} k_2 \cdot k_3 = 0,063$ für reine Biegung und RT-Verhältnisse

Die einzelnen Beiwerte wurden in [34] nach statistischer Auswertung zahlreicher Versuche an Balken, Platten und Dehnkörpern teilweise empirisch ermittelt.

Der Faktor $k_2 = 0,5$ in der Gl. (10.61) beschreibt den Zusammenhang β_{bz}/τ_{1m} zwischen der mittleren Verbundspannung τ_{1m} (für gerippte Betonstähle) und der Betonzugfestigkeit β_{bz} . Zahlreiche Zugfestigkeits- und Verbunduntersuchungen [6, 7, 8, 9, 10] haben ergeben, daß der Faktor $k_2 = 0,5$ für LB bei RT und TT nicht zutrifft. Aus diesem Grunde wird der Faktor k_2 für die vorliegenden Randbedingungen modifiziert.

Wie schon in Abschn. 9.6.6.3 beschrieben, hat sich der mittlere Endrißabstand schon ca. 4 bis 6 Stunden nach Kühlbeginn weitgehend eingestellt (Bild 9.36). In dieser Abkühlungsphase beträgt die mittlere Temperatur im Bereich der Bewehrungslage 2 ca. $-170\text{ }^{\circ}\text{C}$ (Bilder 9.1, 9.2). In [9] wird über Verbunduntersuchungen an LB bei TT berichtet. Im Bild 10.55, das [9] entnommen ist, ist die mittlere Verbundspannung über der Stabendverschiebung für ausgewählte Temperaturen aufgetragen. Es liegen die gleichen Konstruktionsleichtbetone und Lagerungsbedingungen zu Grunde wie in der vorliegenden Forschungsarbeit. Der Bewehrungsstab des Ausziehkörpers liegt im "guten Verbundbereich" (Randlage, Betonierrichtung senkrecht zur Stabachse). Damit liegen in Näherung die Verhältnisse der in dieser Forschungsarbeit behandelten Versuchskörper vor.

Nach Abschn. 9.6.6.5 (Bilder 9.37 bis 9.42) wurden bei versiegelter Lagerung Rißbreiten von ca. 0,06 mm gemessen, bei Normallagerung Rißbreiten von ca. 0,10 mm. Nach [21] ergibt sich bei fehlendem Verbund unter Vernachlässigung der Verformung der Zugzone aus der Scheibenwirkung die größtmögliche Rißbreite zu $w \approx 2 \cdot v$. Zur Ermittlung der Verbundspannungen ist dem Rißbreitenniveau entsprechend von Stabendverschiebungen von $v \approx \frac{1}{2} \cdot 0,06 = 0,03\text{ mm}$ bei versiegelter Lagerung bzw. von $v \approx \frac{1}{2} \cdot 0,10 = 0,05\text{ mm}$ bei Normallagerung auszugehen. Es ergeben sich damit die folgenden mittleren Verbundspannungen (Bild 10.55).

$$\tau_{1m} (-170\text{ }^{\circ}\text{C}, v = 0,03\text{ mm}) \approx 28\text{ N/mm}^2 \text{ bei versiegeltem LB}$$

$$\tau_{1m} (-170\text{ }^{\circ}\text{C}, v = 0,05\text{ mm}) \approx 12\text{ N/mm}^2 \text{ bei normalgelagertem LB}$$

Den Ausführungen in Abschn. 10.4 entsprechend wird über die Zugfestigkeit von LB bei TT hier wie folgt verfügt:

$$\beta_{bZ,9} = 0,75 \cdot 4,7 \approx 3,6\text{ N/mm}^2 \text{ bei versiegeltem LB}$$

$$\beta_{bZ,9} = 0,75 \cdot 4,3 \approx 3,2\text{ N/mm}^2 \text{ bei normalgelagertem LB}$$

Damit berechnen sich die modifizierten Faktoren k_2 zu:

$k_2 (\vartheta = -170 \text{ °C}) \approx 0,19$ bei versiegeltem LB

$k_2 (\vartheta = -170 \text{ °C}) \approx 0,27$ bei normalgelagertem LB

Der Faktor k_2 sowie der effektive Bewehrungsgrad μ_{ef} nach [34] werden beibehalten und es ergibt sich damit der folgende modifizierte Ansatz zur Berechnung des mittleren Endrißabstandes von Stahlleichtbetonstäben:

$$s_{Rme} = 5 + \frac{1}{4} \cdot k_2 \cdot (\vartheta) \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (10.62)$$

In den Bildern 10.56 bis 10.58 ist das Auswertungsergebnis der Gl. (10.62) den in den Versuchen beobachteten mittleren Endrißabständen gegenübergestellt. Es wurden dabei vergleichend aufgetragen: Der mittlere Endrißabstand ca. 1 cm unterhalb der Kühlseite (ESR + HR + NR), der mittlere Endrißabstand ca. 6 cm unterhalb der Kühlseite (HR + NR) und der mittlere Endrißabstand ca. 10 cm unterhalb der Kühlseite (HR). Der mittlere Endrißabstand aller Risse (ESR + HR + NR) wird in der Berechnung überschätzt (Bild 10.56), der mittlere Endrißabstand der HR allein deutlich unterschätzt (Bild 10.58). Der mittlere Endrißabstand von Haupt- und Nebenrissen (HR + NR), der für die praktische Rißbeurteilung von Bauteilen wesentlich ist, wird in befriedigender Näherung mit dem modifizierten Ansatz nach Gl. (10.62) beschrieben. Die Rechenwerte liegen geringfügig unterhalb der Meßwerte (Bild 10.57).

In [8] wurden LB-Versuchskörper planmäßig, ohne Eigenspannungsrisse zu erzeugen, auf -170 °C abgekühlt und anschließend auf Biegung (Lastbeanspruchung) beansprucht. In diesen Versuchen wurden geringfügig größere mittlere Endrißabstände beobachtet als bei den hier behandelten, durch Eigenspannungsrisse vorgeschädigten Versuchskörpern. Offensichtlich wirkt sich die Vorschädigung auf den mittleren Endrißabstand aus [31, 37, 67]. Dies wird in dem Näherungssatz nach Gl. (10.62) nicht berücksichtigt. Es wird deutlich, daß einige Fragen zu diesem Thema noch nicht ausreichend geklärt sind.

In [22, 23, 33, 38] wird der Mechanismus der Rißbildung als Krafteinleitungsproblem betrachtet. Die äußere Kraft ist die am Rißufer angreifende Stahlzugkraft. Zwischen zwei bereits bestehenden Rissen bilden sich Zugspannungskreise aus. Innerhalb des Kreises entsteht ein neuer Riß, sobald die Zugspannung die Betonzugfestigkeit überschreitet. Die Rißlänge wird durch den Durchmesser des Spannungskreises bestimmt. Der mittlere Endrißabstand ergibt sich aus dem folgenden Ansatz:

$$s_{Rme} = k \cdot t_e \quad (10.63)$$

mit $k = 1,5 \div 2,5$; $k_m = 2,0$

In Gl. (10.63) ist t_e die effektive Betondeckung, die sich nach [22] in Abhängigkeit von der Betondeckung c_b und vom Stababstand s berechnen läßt.

Das Bild 10.59 zeigt, daß die 1 cm unterhalb der Kühlseite gemessenen mittleren Endrißabstände sämtlicher Risse (ESR + HR + NR) geringfügig kleiner sind als die berechneten mittleren Endrißabstände nach Gl. (10.63) unter Ansatz von $k_{min} = 1,5$.

10.9.2 Rißtiefe

Die Biegezwangversuche haben ergeben, daß die Rißtiefe der Hauptrisse während der Abkühlung kontinuierlich zunimmt. Hierüber wurde schon in Abschn. 9.6.6.3 ausführlich berichtet. In der Tabelle 10.1 sind die Rißtiefen in Abhängigkeit von der Kühlzeit zusammengestellt, die sich aus dem Berechnungsmodell für Zustand II nach Abschn. 10.7 ergeben. Der Vergleich des Berechnungsergebnisses mit den Bildern 9.30 bis 9.35, die die in den Versuchen beobachtete Rißbildungsentwicklung wiedergeben, zeigt, daß sich die Rißtiefenentwicklung und die Rißtiefe bei Erreichen des stationären Temperaturendzustandes mit dem vorgestellten Berechnungsmodell befriedigend genau beschreiben läßt.

10.9.3 Rißbreiten

Aufbauend auf den Berechnungen mittlerer Endrißabstände wird in [34] der Vorschlag gemacht, die kritische Rißbreite ($= w_{95}$) und die mittlere Rißbreite unter Berücksichtigung der in dieser Forschungsarbeit verwendeten Bezeichnungen nach den folgenden Ableitungen zu berechnen:

$$w_k = k_4 \left(50 + \frac{1}{4} \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_{ef}} \right) \frac{\sigma_{s9z2,R}}{E_{s92}} \left[1 - k_5 \cdot k_6 \cdot \left(\frac{\sigma_{s9z2,R}^1}{\sigma_{s9z2,R}} \right)^2 \right] \quad (10.64)$$

$$w_m = \frac{w_k}{1,7} \quad (10.65)$$

Über die einzelnen Faktoren wird wie folgt verfügt:

$k_3 = 0,5$ (für reine Biegung); $k_4 = 1,7$; $k_5 = 1,0$; $k_6 = 1,0$

k_2 modifiziert nach Abschn. 10.9.1

μ_{ef} nach den Angaben in [34]

$\sigma_{s9z2,R}^1$ = Erstrißstahlspannung; hier: $\sigma_{s9z2,R}$ ca. 0,5 Std. nach Kühlbeginn
näherungsweise für alle Versuchskörper einheitlich; näherungsweise Beginn der Zwangrißbildung

$\sigma_{s9z2,R}$ = Stahlspannung im Rißquerschnitt in Bewehrungsstablage 2; Berechnung nach Abschn. 10.7

$$\left(\frac{\sigma_{s9z2,R}^1}{\sigma_{s9z2,R}} \right)^2 \leq 0,5$$

E_{s92} = tieftemperaturabhängiger Stahl-E-Modul der Bewehrung in Stablage 2

In den Bildern 9.37 bis 9.42 ist das Berechnungsergebnis der kritischen Rißbreite und der mittleren Rißbreite nach den Gl. (10.64) und (10.65) den gemessenen Rißbreiten gegenübergestellt. Das Ergebnis läßt sich wie folgt zusammenfassen:

- In allen Fällen folgt der rechnerische Verlauf der Rißbreite dem typischen Verlauf der Meßwerte mit steilem Anstieg in den ersten 2 Stunden und mit anschließendem Abflachen der Meßwertkennlinie. Es wird deutlich, daß sich der Verlauf der Rißbreite qualitativ an den Verlauf der Stahlspannung im Riß anlehnt.
- Bei den versiegelt gelagerten Versuchskörpern tendiert i. a. das Berechnungsergebnis dem Versuchsergebnis gegenüber zu größeren Rißbreiten (Bilder 9.37 bis 9.39). Bei den normalgelagerten Versuchskörpern ist die Tendenz umgekehrt (Bilder 9.40 bis 9.42).
- Bei Versiegelung werden die maximalen gemessenen Rißbreiten zutreffend mit dem Berechnungsergebnis nach Gl. (10.65) für die mittlere Rißbreite beschrieben.
- Bei Versuchskörper BS4 ($\mu = 0,50 \%$, $+20 \text{ }^{\circ}\text{C}/65 \text{ \%r.F.}$) wird die Streubreite der Meßwerte durch die berechneten mittleren und kritischen Rißbreiten eingegrenzt (Bild 9.40).
- Die gemessenen mittleren Rißbreiten des normalgelagerten Versuchskörpers BS5 ($\mu = 0,75 \%$) entsprechen etwa der berechneten kritischen Rißbreite nach Gl. (10.64) (Bild 9.41).
- Die Meßwerte von Versuchskörper BS6 (Bewehrung $2 \times 2 \text{ } \emptyset 22$) liegen erheblich über den Rechenwerten. Vermutlich sind die Verbundeigenschaften der Bewehrungsstäbe mit $d_s = 22 \text{ mm}$ schlechter als die der Stäbe mit $d_s = 16 \text{ mm}$, die der Berechnung einheitlich zu Grunde liegen.

Die z. T. deutlich größeren gemessenen Rißbreiten bei Normallagerung sind nicht allein auf die schlechteren Verbundeigenschaften von normalgelagerten LB (Bild 10.55) zurückzuführen, sondern auch auf die Vorzeichnung einzelner Zwangrisse durch Schwindrisse. Vergleichende Untersuchungen haben ergeben, daß sich Schwindrisse bei extremer Abkühlung ohne Beanspruchung zusätzlich öffnen können. Diese Erscheinung läßt sich mit dem Berechnungsmodell nicht erfassen.

Berücksichtigt man, daß die Rißbreiten zwangsläufig großen Streuungen unterworfen sind, so können die Ableitungen nach den Gl.n. (10.64), (10.65) doch als eine befriedigende Näherungslösung zur Abschätzung zu erwartender Rißbreiten bezeichnet werden.

10.10 Ermittlung der Tragfähigkeit von Stahlbetonstäben bei stationärem Tieftemperaturfeld

Unter der Tragfähigkeit wird hier das Biegemoment bei Erreichen der 0,2 %-Dehngrenze in der Biegezugbewehrung (Bewehrungslage 2) verstanden. Der Versuchskörper BV1 wurde bei RT geprüft. Die übrigen Versuchskörper wurden bei stationärem Temperaturendzustand gemäß der Bilder 9.1 und 9.2 bei TT zu Bruch gefahren. Die Temperaturmessungen am gezogenen Stahl mittels Thermoelemente (Bilder 7.1 bis 7.3) ergaben z. T. unterschiedliche Temperaturen. Z. T. verlief ein Riß durch die Temperaturmeßstelle, so daß Flüssigstickstoff durch den Riß auf das Thermoelement fließen konnte. Dieses Thermoelement gab dann die Eigentemperatur des Flüssigstickstoffs = -196°C an. Im Riß kommt es dadurch zu einer zusätzlichen Verfestigung des Stahls. Bei der Ermittlung der Bruchmomente wird der Mittelwert der gemessenen Stahltemperaturen angesetzt, da für die Tragfähigkeit des Stahles wegen geringerer Verfestigung "wärmere Zonen" entscheidend sind. In der Tab. 9.6 sind die Mittelwerte mit der zugehörigen 0,2 %-Dehngrenze zusammengestellt.

Die Berechnung der Tragfähigkeit erfolgt nach dem Berechnungsmodell für Zustand II gemäß Abschn. 10.7. In der Tab. 9.6 sind die rechnerischen Bruchmomente den im Versuch ermittelten Bruchmomenten gegenübergestellt. Die Übereinstimmung der Ergebnisse ist gut.

Im Bild 10.60 ist der Spannungszustand beim Bruch auszugsweise für die Versuchskörper BS1, BS2 und BS4 aufgetragen. Die sich rechnerisch ergebende maximale Rißtiefe stimmt gut mit der im Bruchversuch beobachteten Rißtiefe überein (Bilder 9.24 bis 9.29). Die maximale Rißtiefe beim Bruch beträgt unabhängig von der Bewehrungsmenge und der Lagerungsart ca. 28 cm. Sie ist damit deutlich größer als bei Biegezwangbeanspruchung (hier ca. 16 cm bei Versiegelung und ca. 20 cm bei Normallagerung). Der Vergleich der Bruchspannungszustände von Versuchskörper BS1 und BS4 zeigt, daß die Bewehrung

in der Druckzone von BS4 bei etwa gleicher Biegebeanspruchung höhere Druckspannungen erhält als die Bewehrung von BS1. Dies ist auf den unterschiedlichen inneren thermischen Zwang beider Versuchskörper zurückzuführen. Aus dem feuchteren LB von Versuchskörper BS1 resultieren größere Zugspannungen aus dem inneren thermischen Zwang.

Das Ergebnis bestätigt die Richtigkeit des vorgestellten Berechnungsmodells.

11. ZUSAMMENFASSUNG

In der vorliegenden Forschungsarbeit wird über biegezwangbeanspruchte Stahlleichtbetonstäbe bei einseitigem Kälteschock berichtet. Die Versuchskörper stellen Wandausschnitte aus LNG-Sicherheitsbehältern dar, die im Störfall "Bersten des Innentanks und vollständiges Auslaufen von LNG" einseitig schockartig abgekühlt und biegezwangbeansprucht werden.

Es ist das Ziel dieses Forschungsvorhabens, die Biegezwangbeanspruchung, Verformung, Rißentwicklung und die damit einhergehende Abnahme der Biegesteifigkeit von Stahlleichtbetonstäben unter Biegezwang infolge einseitigen Kälteschocks zu studieren. Die Versuchsparameter waren der Bewehrungsgrad und die mittlere Betonfeuchte. Die mittlere Betonfeuchte wurde extrem variiert: zum einen durch Verwendung vorgefeuchteter Leichtzuschläge und versiegelter Lagerung zum anderen durch Verwendung ofentrockener Leichtzuschläge und Normallagerung der Versuchskörper.

In zwei Vorversuchen wurde zunächst die freie Temperaturverformung (κ , ε) infolge einseitigen Kälteschocks ermittelt. Sechs weitere Versuchskörper wurden einseitig schockartig abgekühlt und dabei biegegezwängt. Die Längenänderung konnte sich bei diesen Versuchskörpern frei entfalten.

Im folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse der TT-Untersuchungen zusammengestellt:

1. Die Beanspruchung von Stahlleichtbetonstäben infolge einseitigen Kälteschocks setzt sich aus den folgenden Beanspruchungszuständen zusammen: Eigenspannungen, innerer thermischer Zwang, äußerer Zwang (hier: Biegezwang).
2. Es wird ein allgemein gültiges Berechnungsmodell entwickelt, mit dem die äußeren Zwangsschnittgrößen sowie die Beanspruchung von Stahlbetonstäben berechnet werden können. Das Berechnungsmodell gilt für beliebige Bewehrungsarten, Temperaturverteilung im Querschnitt und äußere Beanspruchung.
3. Die Entwicklung der Temperaturfelder über den Querschnitt infolge einseitigen Kälteschocks ist bei versiegelt gelagertem und normalgelagertem LB nahezu gleich. Nach ca. 30-stündiger Abkühlung ist der stationäre Temperaturendzustand nahezu erreicht. Aufbauend auf der Lösung der Wärmeleitungsgleichung wird ein Näherungsverfahren entwickelt, mit dem die Temperaturfelder zutreffend beschrieben werden können.
4. Unmittelbar nach Kühlbeginn setzt an der Kühlseite die Eigenspannungsrißbildung infolge des hohen Temperaturgradienten ein. Die Eigenspannungsrißbildung ist ca. 1 Stunde nach Kühlbeginn abgeschlossen. Die sichtbare Rißtiefe beträgt ca. 3,5 cm, der mittlere Endrißabstand ca. 4,5 cm.
5. Bei äußerlich ungezwängten Stahlleichtbetonstäben treten bei Versiegelung nach ca. 8 Stunden, bei Normallagerung nach ca. 12 Stunden zusätzliche Eigenspannungsrisse an der der Kühlseite gegenüberliegenden Seite auf. Ihre Rißtiefe beträgt ca. 5 cm, der mittlere Endrißabstand beträgt ca. 12 cm. Das Berechnungsmodell bestätigt die auftretenden Betonzugspannungen an der "warmen" Seite, die die tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit übertreffen.

6. Die mittlere Krümmung äußerlich ungezwängter Stahlleichtbetonstäbe steigt nach Kühlbeginn steil an. Nach ca. 2-stündiger Abkühlung flacht der Kurvenverlauf ab. Nach ca. 9 Stunden nimmt die mittlere Krümmung wieder progressiv zu, obwohl die Temperaturdifferenz über den Querschnitt abnimmt. Dieser Anstieg ist zum einen auf zusätzliche Krümmungsanteile aus Expansionsvorgängen des LB im "wärmeren" Querschnittsbereich zurückzuführen, zum anderen auf die Verweichung des Querschnitts durch Ribbildung an der warmen Seite. Die Entwicklung der mittleren Krümmung sowie der mittleren Mittendehnung infolge einseitiger Abkühlung läßt sich mit dem Berechnungsmodell befriedigend genau beschreiben.

7. Die Ribbildung äußerlich biegegezwängter Stahlleichtbetonstäbe unter einseitigem Kälteschock verläuft kontinuierlich. Die Biegezwangrisse entwickeln sich aus den Eigenspannungsrissen heraus. Die Ribtiefen nehmen während der Abkühlung bei Normallagerung schneller zu als bei versiegelter Lagerung. Nach ca. 12- bis 17-stündiger Kühlung ist die Biegezwangribbildung weitgehend abgeschlossen. Der mittlere Endribabstand beträgt weitgehend unabhängig vom Bewehrungsgrad und von der Lagerung ca. 8 cm; die maximale Ribtiefe bei Normallagerung ca. 0,5 d, bei Versiegelung ca. 0,4 d. Die mittleren Ribbreiten sind bei versiegelter Lagerung kleiner (ca. 0,05 bis 0,12 mm) als bei Normallagerung (ca. 0,07 bis 0,20 mm). Dies ist zum einen auf die schlechteren Verbundeigenschaften von normalgelagertem LB zurückzuführen, zum anderen auf eine Vorzeichnung der Risse durch Schwindribbildung bei Normallagerung.
Das Berechnungsmodell zur Beschreibung des mittleren Endribabstandes sowie der mittleren und kritischen Ribbreite wird durch TT-Modifizierung aus bekannten RT-Ansätzen entwickelt. Die Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis ist befriedigend. Die Ribtiefenentwicklung wird in guter Näherung mit dem Berechnungsmodell gemäß Pkt. 2 der Zusammenfassung erfaßt.

8. Nach Kühlbeginn ist ein steiler Anstieg der Biegezwangmomente zu verzeichnen. Nach ca. 5 Stunden wird ein erstes Maximum erreicht. Bei Normallagerung nimmt das Biegezwangmoment bei weiterer Abkühlung nur geringfügig zu. Bei versiegelter Lagerung steigt das Biegezwangmoment nach ca. 10 Stunden nochmals deutlich an. Der Verlauf der Biegezwangmomente ist an den Verlauf der freien mittleren Krümmung gekoppelt. Das Biegezwangmoment ist im stationären Temperaturendzustand bei gleicher eingepprägter Krümmung im Zustand II weitgehend unabhängig von der Lagerungsart. Im Zustand I ist das Biegezwangmoment bei Normallagerung größer als bei Versiegelung. Je höher der Bewehrungsgrad, desto größer ist das Biegezwangmoment. Im Zustand II ist dieser Einfluß stärker ausgeprägt als im Zustand I. Der Vergleich mit den Meßwerten ergibt, daß der Dehnungs- und Spannungszustand im Rißquerschnitt mit dem Berechnungsmodell nach Pkt. 2 zutreffend beschrieben werden kann.
9. Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen ist umso größer, je höher die mittlere Betonfeuchte und je geringer der Bewehrungsgrad ist.
10. Die Biegesteifigkeit nimmt mit einsetzender Eigenspannungsrißbildung nach Kühlbeginn deutlich ab. Bei weiterer Abkühlung nimmt die Biegesteifigkeit wieder zu und erreicht etwa ihren Ausgangswert im Zustand I bei RT. Diese Zunahme ist auf die wachsenden E-Moduli der Baustoffe LB und Stahl bei TT zurückzuführen. Mit einsetzender Zwangrißbildung fällt die Biegesteifigkeit ab. Bei Normallagerung ist der Biegesteifigkeitsabfall deutlich steiler als bei Versiegelung. Dies steht in Einklang mit der zuvor beschriebenen Rißbildung. Die auf die RT-Steifigkeit im Zustand I bezogene Biegesteifigkeit ist im Endzustand bei höherer Bewehrungsmenge größer als bei geringerer Bewehrungsmenge. Ein Einfluß der Lagerung besteht nicht.

11. Zur Formulierung eines Rechenansatzes für die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen wird von einem bekannten RT-Ansatz ausgegangen. Zur Berücksichtigung der vorliegenden Randbedingungen werden bei der Formulierung des "Abzugsfaktors k " die Versuchsergebnisse mit einbezogen. Mit dem Näherungsansatz gelingt eine zutreffende Beschreibung der Biegezugmomente und der Biegesteifigkeit im Zuge der Rißentwicklung bei Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen.
12. Der Bruch von Stahlleichtbetonstäben infolge Biegebeanspruchung (Lastbeanspruchung) bei stationärem TT-Feld wird durch das Erreichen der Fließgrenze der Biegezugbewehrung eingeleitet. Keiner der Versuchskörper brach spröde. Die Berechnung des Bruchmoments erfolgte nach Pkt. 2 der Zusammenfassung unter Ansatz der 0,2 %-Dehngrenze in der Biegezugbewehrung. Die Übereinstimmung der berechneten und im Versuch ermittelten Bruchmomente ist gut.

12. LITERATUR

- /1/ Rostásy, F. S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen.
Teil 1 und 2, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Dezember 1984

- /2/ Rostásy, F. S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen
Teil 3 und 4, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, April 1985

- /3/ Rostásy, F. S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen
Teil 5, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, August 1986

- /4/ Rostásy, F. S.; Pusch, U.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen
Teil 6, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, März 1987

- /5/ Rostásy, F. S.; Scheuermann, J.; Pusch, U.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen
Teil 7, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, April 1987

- /6/ Rostásy, F. S.; Pusch, U.: Thermische Dehnung und Restfestigkeit von Konstruktionsleichtbeton bei bzw. nach zyklischer Tieftemperaturbeanspruchung
Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, November 1984

- /7/ Rostásy, F. S.; Pusch, U.: Strength and deformation of lightweight concrete of variable moisture content at very low temperatures
The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Volume 9, Number 1, February 1987
- /8/ Rostásy, F. S.; Pusch, U.: Biegetragfähigkeit von Konstruktionsleichtbeton bei sehr tiefen Temperaturen
Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Dezember 1987
- /9/ Rostásy, F. S.; Pusch, U.: Rißgesetz für Stahlleichtbeton bei tiefen Temperaturen
Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, April 1988
- /10/ Rostásy, F. S.; Warnecke, P.; Pusch, U.: Zugfestigkeit von Konstruktionsleichtbeton und Normalbeton bei sehr tiefen Temperaturen
Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Dezember 1988
- /11/ Rostásy, F. S.; Scheuermann, J.: Eigenspannungszustand in Stahl- und Spannbetonkörpern infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl bei tiefen Temperaturen
DAfStb, Heft 380, 1987
- /12/ Rostásy, F. S.; Scheuermann, J.: Verbundverhalten einbetonierten Betonrippenstahls bei extrem tiefer Temperatur
DAfStb, Heft 380, 1987
- /13/ Wiedemann, G.; Scheuermann, J.; Kordina, K.; Rostásy, F. S.: Versuche zur Biegetragfähigkeit von Stahlbetonplattenstreifen bei extrem tiefer Temperatur
DAfStb, Heft 380, 1987
- /14/ Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau
Teil 1, Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau
Springer-Verlag, Berlin 1973

- /15/ Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau
Teil 4, Nachweis der Gebrauchsfähigkeit
Springer-Verlag, Berlin 1978

- /16/ Iványi, G.; Fastabend, G.: Biegeversuche an hohen Stahlbetonbalken
bei tiefen Temperaturen
Forschungsbericht Nr. 35 aus dem Fachbereich Bauwesen
Universität - Gesamthochschule Essen, September 1985

- /17/ CEB/FIP - Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und
Spannbeton
Bd. II, 1978

- /18/ Rostásy, F. S.: Zwang und Rissebeschränkung bei Außenwänden aus
Stahlleichtbeton
Habilitationsschrift, Universität Stuttgart, 1975

- /19/ Koch, R.: Verformungsverhalten von Stahlbetonstäben unter Biegung und
Längszug im Zustand II auch bei Mitwirkung des Betons zwischen den
Rissen
Dissertation, Universität Stuttgart, 1976

- /20/ Falkner, H.: Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannung
infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen
DAfStb, Heft 208, 1969

- /21/ Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbean-
spruchung infolge Temperatur
DAfStb, Heft 296, 1978

- /22/ Broms, B. B.: Crack width and crack spacing in reinforced concrete
members
ACI-Journals, Oct. 1965

- /23/ Broms, B. B.; Lutz, L. A.: Effects of arrangement of reinforcement on
crack width and spacing of reinforced concrete members
ACI-Journal, Nov. 1965

- /24/ Rüsç, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit
Beton 2/75, S. 55 - 58

- /25/ Rostásy, F. S.: Verfestigung und Versprödung von Beton durch tiefe Temperaturen
Sonderdruck aus der Festschrift Gallus Rehm zum 60. Geburtstag,
Verlag Ernst & Sohn, 1984

- /26/ Bonzel, J.: Ein Beitrag zur Frage der Verformung des Betons
Beton 2/71, S. 57 - 60; Beton 3/71, S. 105 - 109

- /27/ Rostásy, F. S.: Baustoffe
Verlag W. Kohlhammer, 1983

- /28/ Heilmann, H. G.: Beziehung zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons
Beton-Herstellung und Verwendung 19 (1969), S. 68/70

- /29/ Bamforth, P. B.; Murray, W. T.; Browne, R. D.: The application of concrete property data at cryogenic temperature to LNG tank design
Sec. Int. Conf. on Cryogenic Concrete, Amsterdam, Oct. 1983

- /30/ Rao, P. S.: Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 177, 1966

- /31/ Schäper, M.: Tieftemperaturbeanspruchungen von Spannbetonsicherheitsbehältern bei Speichersystemen für verflüssigte Gase
Dissertation, Universität Essen, 1984

- /32/ Rostásy, F. S.; Scheuermann, J.: Verbund und innerer Zwang von einbetoniertem Bewehrungsstahl bei tiefer Temperatur
Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Juni 1984

- /33/ Beeby, A. W.: A study of cracking in reinforced concrete members subjected to pure tension
Technical Report 42. 468, Cement and Concrete Association, June 1972
- /34/ Martin, H.; Schießl, P.; Schwarzkopf, M.: Berechnungsverfahren für Rißbreiten aus Lastbeanspruchungen
Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 309, 1980
- /35/ Rehm, G.; Martin, H.: Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, 1968
- /36/ Rostásy, F. S.; Henning, W.: Zwang und Oberflächenbewehrung dicker Wände
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, 5/1985
- /37/ Rostásy, F. S.; Henning, W.: Rißbildung in dicken Betonbauteilen infolge Zwang- Bestimmung der wirksamen Betonzugfläche und der erforderlichen Oberflächenbewehrung
Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Mai 1983
- /38/ Broms, B. B.: Stress distribution in reinforced concrete members with tension cracks
ACI-Journal, Sept. 1965
- /39/ Fastabend, M.: Zum Trag- und Verformungsverhalten lastbeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen bei tiefen Temperaturen
Dissertation, Essen 1987
- /40/ Iványi, G.: Zugfestigkeit von Beton in örtlich veränderlichen Beanspruchungszuständen - Gradientenwirkung
Forschungsarbeit, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1976
- /41/ Eibl, J.; Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton
DAfStb, Heft 260, 1976

- /42/ Welsch, J.: Zentrischer Temperaturzwang von Stahlbeton und Spannbeton bei Abkühlung auf sehr niedrige Temperaturen
Techn.-wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 84-8, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Dezember 1984
- /43/ Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Rißbildung von Stahlbetonbauteilen
Dissertation, TU Braunschweig, 1987
- /44/ Richtlinien für Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge
Fassung Juni 1973. Beton 9/73
- /45/ Merkblatt I, II, III für Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge
Fassung Juli 1974. Beton 7/74 bzw. 8/74
- /46/ DIN 4219 (Ausgabe 1979) - Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Teil 1: Anforderungen an den Beton, Herstellung und Überwachung; Teil 2: Bemessung und Ausführung
- /47/ Aurich, H.: Kleine Leichtbetonkunde
Bauverlag, Wiesbaden 1971
- /48/ Weigler, H.; Karl, S.: Stahlleichtbeton Herstellung - Eigenschaften - Ausführung
Bauverlag, Wiesbaden 1971
- /49/ FIP Manual of Lightweight Aggregate Concrete
Surrey University Press, 1983
- /50/ Schmidt-Hurtienne, K.-D.: Ein Beitrag zur Frage der Prüfung von Zuschlägen und der Vorausbestimmung der Druckfestigkeit von Leichtbeton
Dissertation, TU Braunschweig, 1972

- /51/ Neisecke, J.; Schlothfeld, P.: Einfluß der Leichtzuschlag-Oberfläche auf Festigkeit und Feuchtigkeitshaushalt von Leichtbeton
Mitteilungsblatt für die MPA in Niedersachsen
- /52/ Grübel, P.: Über die Zugfestigkeit von Leichtbeton
Beton- und Stahlbetonbau 2/1980
- /53/ Meyer, Chr.: Zur Bestimmung der Zugfestigkeit und der Druckfestigkeit der groben Leichtzuschlag-Körner und deren Einfluß auf die Druck- und Spaltzugfestigkeit von Leichtbeton
Dissertation, TU Hannover, 1974
- /54/ Berner, D.; Gerwick, B.; Polvika, M.: Static and cyclic behavior of structural lightweight concrete at cryogenic temperatures
Journal ACI 83(5) 1986, S. 727 - 736
- /55/ Berner, D.; Gerwick, G.; Polvika, M.: Prestressed lightweight concrete in the transport of cryogenic liquids
Oceans 83, Conf. on effective use of the sea: an update, San Francisco, CA, Aug. 29, Sept. 1, 1983
- /56/ Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton
Dissertation, TU Braunschweig, 1982
- /57/ Rostásy, F. S.; Scheuermann, J.; Wiedemann, G.: Verhalten von Spann- und Bewehrungsstahl bei tiefen Temperaturen
Betonwerk + Fertigteil-Technik, 2/82 und 3/82
- /58/ Erdmann, J.; Landwehrs, K.; Neisecke, J.; Rostásy, F. S.: Tieftemperatur-Prüftechnologien für Bewehrungs- und Spannstähle sowie Beton im Temperaturbereich +20 °C bis -180 °C
Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1/83 und 2/83
- /59/ Martin, H.; Janovic, K.: Haftung von Betonstahl in Leichtbeton
Forschungsbericht, Institut für Massivbau, TU München, Juli 1969

- /60/ Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton
DAfStb, Heft 138, 1961

- /61/ Goto, Y.; Miura, T.: Experimental studies on properties of concrete
colled to about minus 160 °C
Technology Reports, Tohoku University, Vol. 44, No. 2, 1979

- /62/ Goto, Y.; Miura, T.: Mechanical properties of reinforced concrete
members at very low temperatures
Concrete Library of ISCE Vol. 1, Juli 1983

- /63/ Pfützenreuther, K.-H.: Verbundverhalten von Betonstahl im Tieftempe-
raturbereich
Diplomarbeit, Universität Essen, 1982

- /64/ Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund
und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung
DAfStb, Heft 228, 1973

- /65/ FIP/RILEM: Bond test for reinforcing steel. Matériaux et construcion
Vol. 3, Nor. 15, 1970

- /66/ Deutscher Beton-Verein e.V.: Merkblatt "Begrenzung der Rißbildung im
Stahlbeton- und Spannbetonbau", Fassung April 1986

- /67/ Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf
steifen Unterbauten
Dissertation, TU Braunschweig, 1987

- /68/ Gröber, H.: Wärmeübertragung
Hütte I, 27. Auflage, S. 588, Verlag Ernst & Sohn, 1947

- /69/ Tölke, J.: Strenge Lösung der Wärmeleitungsgleichung bei endlichem
Wärmeübergang an der Oberfläche einer Platte
Heft 37, Otto-Graf-Institut, TU Stuttgart, 1968

- /70/ Giesecke, J.: Temperatur- und Spannungsverteilung in abkühlenden Betonplatten bei beliebigen Wärmeübergangszahlen
Heft 37, Otto-Graf-Institut, TU Stuttgart, 1968

- /71/ Timoshenko, S.; Goodier, J. N.: Theory of Elasticity
2. Auflage, Mc Grow-Hill Book Company, Inc. 1951

- /72/ Frank, K.: Schnittkräfte in Flüssiggasbehälterwänden infolge instationärer Temperaturfelder
Heft 9, Bautechnik, 1984

- /73/ Wischers, G.; Dahms, J.: Das Verhalten des Betons bei sehr niedrigen Temperaturen
Beton 4-70, S. 135 - 139; Beton 5-70, S. 195 - 201, Forschungsinstitut der Zementindustrie

- /74/ Monfore, G. E.; Lentz, A. E.: Physical properties of concrete at very low temperatures
Journal of the PCA Research and Development Laboratories 4 (1962)
Nr. 2, S. 33, 39

- /75/ Lentz, A. E.; Monfore, G. E.: Thermal conductivity of concrete at very low temperatures
Journal of the PCA Research and Development Laboratories 7 (1965)
Nr. 2, S. 39/46

- /76/ Lentz, A. E.; Monfore, G. E.: Thermal conductivities of portland cement paste, aggregate and concrete down to very low temperatures
Journal of the PCA Research and Development Laboratories 8 (1966)
Nr. 3, S. 27/33

- /77/ Brown, R. D.; Bamforth, P. B.: The use of concrete for cryogenic storage - a summary of research, past and present
First International Conference on Cryogenic Concrete, Newcastle, March 1981

- /78/ Yoshiwa, M.; Iwato, A.: Performance of an Apparatus based on the Curve Fitting Method for Measuring Thermal Properties at cryogenic Temperatures

- /79/ Cheyrezey, M.; Stirnemann, G.: Cryogenic Concrete Design Data Collection from a Testing Campaign
Second International Conference on Cryogenic Concrete, Amsterdam, Oct. 1983

- /80/ DIN 4108, Wärmeschutz im Hochbau

- /81/ König, G.; Jahn, M.: Über die verschiedenen Erscheinungsformen der Betonzugfestigkeit und ihre Bedeutung für das Tragverhalten von Massivbauten
Beton- und Stahlbetonbau 78 (1983), Heft 9, S. 243 - 247,
Heft 10, S. 281 - 286

Tabelle 2.1: Parameter der Kälteschockversuche

Versuchs- körper	Symbol in den Darstellungen	Beanspruchung	Bewehrung BSt 420/500 RU	Bewehrungsgrad %	Verbügelung	Lagerung	Vorbehandlung der Leichtzuschläge	Bruch- versuch bei
BV1	◆	einseitiger Kälteschock	2 x 2 Ø 16	0,50	-	versiegelt in Folie	Vorfeuchtung	RT
BS1	●	einseitiger Kälteschock Biegezwang	2 x 2 Ø 16	0,50	-	versiegelt in Folie	Vorfeuchtung	TT
BS2	■	einseitiger Kälteschock Biegezwang	2 x 3 Ø 16	0,75	-	versiegelt in Folie	Vorfeuchtung	TT
BS3	▼	einseitiger Kälteschock Biegezwang	2 x 2 Ø 16	0,50	$d_{s,bü}=10\text{ mm}$ $s_{bü}=30\text{ cm}$	versiegelt in Folie	Vorfeuchtung	TT
BV2	◇	einseitiger Kälteschock	2 x 2 Ø 16	0,50	-	+20 °C / 65 % r. F.	Ofentrocknung	TT
BS4	○	einseitiger Kälteschock Biegezwang	2 x 2 Ø 16	0,50	-	+20 °C / 65 % r. F.	Ofentrocknung	TT
BS5	□	einseitiger Kälteschock Biegezwang	2 x 3 Ø 16	0,75	-	+20 °C / 65 % r. F.	Ofentrocknung	TT
BS6	△	einseitiger Kälteschock Biegezwang	2 x 2 Ø 22	0,96	-	+20 °C / 65 % r. F.	Ofentrocknung	TT

Tabelle 4.1: Zusammensetzung des versiegelten Konstruktionsleichtbetons (vorgefeuchtete Leichtzuschläge) und Prüfergebnisse bei RT (Begleitversuche für Versuchskörper BV1, BS1-BS3)

Eigenschaft	Einheit	Wert
Festigkeitsklasse	-	L 45
Konsistenzbereich	-	K2/3
Verdichtungsmaß	-	1,10
wirksamer Wasserzement W/Z 4)	-	0,46
Gesamtwassergehalt W_{ges}	kg/m ³	287
Wassergehalt der vorgefeuchteten Leichtzuschläge	kg/m ³	105
wirksamer Wassergehalt $W_{wirks.}$	kg/m ³	182
Zementgehalt Z	kg/m ³	350
EFA-Füller	kg/m ³	80
Fließmittel 1)	kg/m ³	4,5
Zuschläge:		
Natursand 0/2 mm	kg/m ³	341 3)
Liaporsand 0/4 mm (vorgefeuchtet)	kg/m ³	202 3)
Liaporkorn 4/8 mm (vorgefeuchtet)	kg/m ³	241 3)
Liaporkorn 8/16 mm (vorgefeuchtet)	kg/m ³	259 3)
Summe	kg/m ³	1043
Frischbetonrohddichte 1) (gemessen)	kg/dm ³	1,84
Betonrohddichte nach 28 Tg. 1)	kg/dm ³	1,74
Würfeldruckfestigkeit 1) β_{w15} nach 28 Tg.	N/mm ²	55
Würfeldruckfestigkeit 1) β_{w15} bei Versuchsdurchführung (VD) nach ca. 140 Tagen	N/mm ²	64
Elastizitätsmodul 1) 2) bei VD nach ca. 140 Tg.	N/mm ²	17970
Spaltzugfestigkeit 1) bei VD nach ca. 140 Tg.	N/mm ²	2,2
Feuchte 1) u_m bei VD nach ca. 140 Tg. bei Lagerung in Folie	%	12,8

1) Werte sind Mittelwerte

2) ermittelt an Probekörpern $\emptyset/h = 150/300$ mm

3) Gewicht: Zuschlag trocken

4) unter zusätzlichem Ansatz von 1/2 Füller

Tabelle 4.2: Zusammensetzung des normalgelagerten Konstruktionsleichtbetons (ofentrockene Leichtzuschläge) und Prüfergebnisse bei RT (Begleitversuche für Versuchskörper BV2, BS4-BS6)

Eigenschaft	Einheit	Wert
Festigkeitsklasse	-	LB 45
Konsistenzbereich	-	K 2/3
Verdichtungsmaß	-	1,10
wirksamer Wasserzementwert 3)	-	0,45
Gesamtwassergehalt W_{ges}	kg/m ³	224
Wasseraufnahme trockener Leichtzuschläge W_{30}	kg/m ³	42
wirksamer Wassergehalt $W_{\text{wirks.}}$	kg/m ³	182
Zementgehalt Z	kg/m ³	363
EFA-Füller	kg/m ³	82
Fließmittel 1)	kg/m ³	5,0
Zuschläge:		
Natursand 0/2 mm (bei +105 °C getrocknet)	kg/m ³	338
Liaporsand 0/4 mm (bei +105 °C getrocknet)	kg/m ³	200
Liaporkorn 4/8 mm (bei +105 °C getrocknet)	kg/m ³	239
Liaporkorn 8/16 mm (bei +105 °C getrocknet)	kg/m ³	256
Summe	kg/m ³	1033
Frischbetonrohddichte 1) (gemessen)	kg/dm ³	1,78
Betonrohddichte nach 28 Tg. 1)	kg/dm ³	1,73
Würfeldruckfestigkeit 1) β_{w15} nach 28 Tg.	N/mm ²	56
Würfeldruckfestigkeit 1) β_{w15} bei Versuchsdurchführung (VD) nach ca. 350 Tagen	N/mm ²	63
Elastizitätsmodul 1) 2) bei VD nach ca. 350 Tg.	N/mm ²	18160
Spaltzugfestigkeit 1) bei VD nach ca. 350 Tg.	N/mm ²	2,6
Feuchte 1) u_m bei VD nach ca. 350 Tg. bei Lagerung +20 °C/65 % r. F.	%	8,5

1) Werte sind Mittelwerte

2) ermittelt an Probekörpern $\emptyset/h = 150/300$ mm

3) unter zusätzlichem Ansatz von 1/2 Füller

4) Mittel u_m über gesamten Querschnitt

Tabelle 9.1: Zusammenstellung der mittleren Endrißabstände der Eigenspannungsrisse (ESR) und Zwangrisse (Hauptrisse HR, Nebenrisse NR)

Versuchskörper	μ [%]	Lagerung	d_s/μ_{ef} ¹⁾ [cm]	mittlerer Endrißabstand S_{Rme} [cm]		
				ESR + HR + NR 1 cm unter OK gemessen	HR + NR 6 cm unter OK gemessen	HR 10 cm unter OK gemessen
BS1	0,50	versiegelt in Folie	64	4,3	9,2	10,3
BS2	0,75	versiegelt in Folie	43	4,3	7,5	9,2
BS3	0,50 Biegel	versiegelt in Folie	64	5,0	7,7	10,0
BS4	0,50	+20 °C / 65 % r. F.	80	5,4	7,4	7,3
BS5	0,75	+20 °C / 65 % r. F.	53	5,3	7,6	8,6
BS6	0,96	+20 °C / 65 % r. F.	57	6,3	8,1	9,7

1) nach /34/

Tabelle 9.2: Querschnittswerte und Biegesteifigkeiten der Versuchskörper (RT, Zustand I, ungeschwächter Stabquerschnitt)

Versuchskörper	BV1	BS1	BS2	BS3	BV2	BS4	BS5	BS6
μ [%]	0,50	0,50	0,75	0,50	0,50	0,50	0,75	0,96
Lagerung	versiegelt	versiegelt	versiegelt	versiegelt	+20°C/65% r.F.	+20°C/65% r.F.	+20°C/65% r.F.	+20°C/65% r.F.
A_{bi} [cm ²]	869,1	869,1	903,7	869,1	873,3	873,3	909,9	940,7
I_{bi} [cm ⁴]	124 361	124 361	133 209	124 361	125 426	125 426	134 806	136 330
$W_{io} = -W_{iu}$ [cm ³]	6 218	6 218	6 660	6 218	6 271	6 271	6 740	6 817
$W_{is2} = -W_{is1}$ [cm ³]	7 773	7 773	8 326	7 773	7 839	7 839	8 425	9 389
E_b^{RT} [kN/cm ²]	2 134	2 134	2 134	2 134	2 025	2 025	2 025	2 025
$E_b I_{Bi}^{RT}$ [kN m ²]	26 539	26 539	28 427	26 539	25 399	25 399	27 298	27 607

abelle 9.3: Zusammenstellung der bezogenen Biegesteifigkeiten bei einzelnen Rißbildungsstadien

Versuchs- körper	bezogene Biegesteifigkeit $K_B/K_{Bi,I}$ [-]				
	vor Kühlbeginn 1. Maximum	nach abgeschlossener Eigenspannungsriß- bildung 1. Minimum	vor einsetzender Zwangrißbildung 2. Maximum	nach weitgehend abge- schlossener Zwangriß- bildung 2.bzw. absolutes Min.	bei Erreichen des stationären Tempe- raturendzustandes
BS1	1,0	0,77	0,97	0,51	0,54
BS2	1,0	0,81	1,10	0,70	0,71
BS3	1,0	- 1)	1,02	0,52	0,55
BS4	1,0	0,78	0,91	0,52	0,54
BS5	1,0	0,81	1,05	0,62	0,66
BS6	1,0	0,81	1,08	0,72	0,75

1) wegen fehlender Meßwerte konnte das 1. Minimum nicht exakt ermittelt werden

Tabelle 9.4: Zusammenstellung der mittleren Stahltemperatur in Bewehrungsstablage 2 bei Fließbeginn (Bruchversuch)

Versuchskörper	Lagerung	Stahltemperatur in Stablage bei Fließbeginn [°C]
BV1	versiegelt in Folie	+ 20 1)
BS1	versiegelt in Folie	-170
BS2	versiegelt in Folie	-178
BS3	versiegelt in Folie	-108 2)
BV2	+20 °C / 65 % r. F.	-176
BS4	+20 °C / 65 % r. F.	-176
BS5	+20 °C / 65 % r. F.	-178
BS6	+20 °C / 65 % r. F.	-161

1) Bruchversuch nach Erwärmung auf RT

2) Kühlung mußte vorzeitig abgebrochen werden

Abbildung 9.5: Zusammenstellung der mittleren Endrißabstände nach dem Bruchversuch

Versuchskörper	μ [%]	Lagerung	d_s/μ_{ef} ¹⁾ [cm]	mittlerer Endrißabstand S_{Rme} [cm] nach Bruchversuch		
				ESR + HR + NR 1 cm unter OK gemessen	HR + NR 6 cm unter OK gemessen	HR 15 cm unter OK gemessen
BV1	0,50	versiegelt in Folie	64	4,0	10,0	15,6
BS1	0,50	versiegelt in Folie	64	4,3	7,9	11,0
BS2	0,75	versiegelt in Folie	43	4,2	6,8	8,8
BS3	0,50 Bügel	versiegelt in Folie	64	4,8	7,2	10,9
BV2	0,50	+20 °C / 65 % r. F.	80	4,5	6,8	12,3
BS4	0,50	+20 °C / 65 % r. F.	80	5,2	6,1	7,1
BS5	0,75	+20 °C / 65 % r. F.	53	5,1	6,5	8,4
BS6	0,96	+20 °C / 65 % r. F.	57	5,4	6,5	8,8

1) nach /34/

Abbildung 9.6: Zusammenstellung der rechnerischen Bruchmomente und der im Versuch ermittelten Bruchmomente

Versuchs- körper	μ [%]	Lagerung	ϑ in Stablage 2 [°C]	$R_{p0,2}$ in Stablage 2 [N/mm ²]	Temperatur- feld	M_u^V 1) [kNm]	M_u^R 2) [kNm]	M_u^V/M_u^R [-]
BV1	0,50	versiegelt	+ 20	484	const. RT	63,0 3) (63,0) 4)	63,9	0,99 (0,99)
BS1	0,50	versiegelt	-170	801	stationär TT	96,5 (98,4)	99,0	0,97 (0,99)
BS2	0,75	versiegelt	-178	839	stationär TT	164,8 (166,2)	155,4	1,06 (1,07)
BS3	0,50 Bügel	versiegelt	-108	655	stationär TT	82,5 (84,3)	81,8	1,01 (1,03)
BV2	0,50	+20°C/65% r.F.	-176	833	stationär TT	104,6 (105,3)	107,8	0,97 (0,98)
BS4	0,50	+20°C/65% r.F.	-176	833	stationär TT	104,0 (105,6)	106,9	0,97 (0,99)
BS5	0,75	+20°C/65% r.F.	-178	839	stationär TT	161,0 (162,5)	159,6	1,01 (1,02)
BS6	0,96	+20°C/65% r.F.	-161	772	stationär TT	171,6 (172,5)	176,9	0,97 (0,98)
Mittelwert $M_u^V/M_u^R = 0,99 (1,01)$								

- 1) Bruchmoment gemäß Versuch
2) rechnerisches Bruchmoment
3) Biegemoment nach Kraftabfall (Wegsteuerung) im Versuch
4) maximales kurzzeitig aufgebrachtes Biegemoment im Versuch

Abbildung 10.1: Entwicklung der Ribbtiefe in Abhängigkeit von der Kühlzeit (Berechnungsergebnis)

BS1 versiegelt in Folie $\mu = 0,50 \%$		BS2 versiegelt in Folie $\mu = 0,75 \%$		BS3 versiegelt in Folie $\mu = 0,50 \%$ / Bügel		BS4 +20 °C / 65 % r. F. $\mu = 0,50 \%$		BS5 +20 °C / 65 % r. F. $\mu = 0,75 \%$		BS6 +20 °C / 65 % r. F. $\mu = 0,96 \%$	
Kühlzeit [Std.]	Ribbtiefe [cm]	Kühlzeit [Std.]	Ribbtiefe [cm]	Kühlzeit [Std.]	Ribbtiefe [cm]	Kühlzeit [Std.]	Ribbtiefe [cm]	Kühlzeit [Std.]	Ribbtiefe [cm]	Kühlzeit [Std.]	Ribbtiefe [cm]
0,27	4	0,18	4	0,88	4	0,25	4	0,13	4	0,12	4
0,50	4	0,52	4	3,00	4	0,58	4	0,5	4	0,42	4
1,00	4	1,02	4	6,25	8	0,98	8	1,0	8	0,98	8
2,00	4	3,02	8	12,17	12	3,00	8	2,98	8	2,98	8
6,08	8	6,98	12	19,17	12	6,00	12	5,98	12	6,98	12
11,7	12	12,98	12	27,25	16	12,00	16	11,98	16	10,98	16
17,2	12	17,98	12			18,03	16	18,00	16	17,98	16
28,7	12	30,98	16			31,03	20	29,5	20	28,98	20

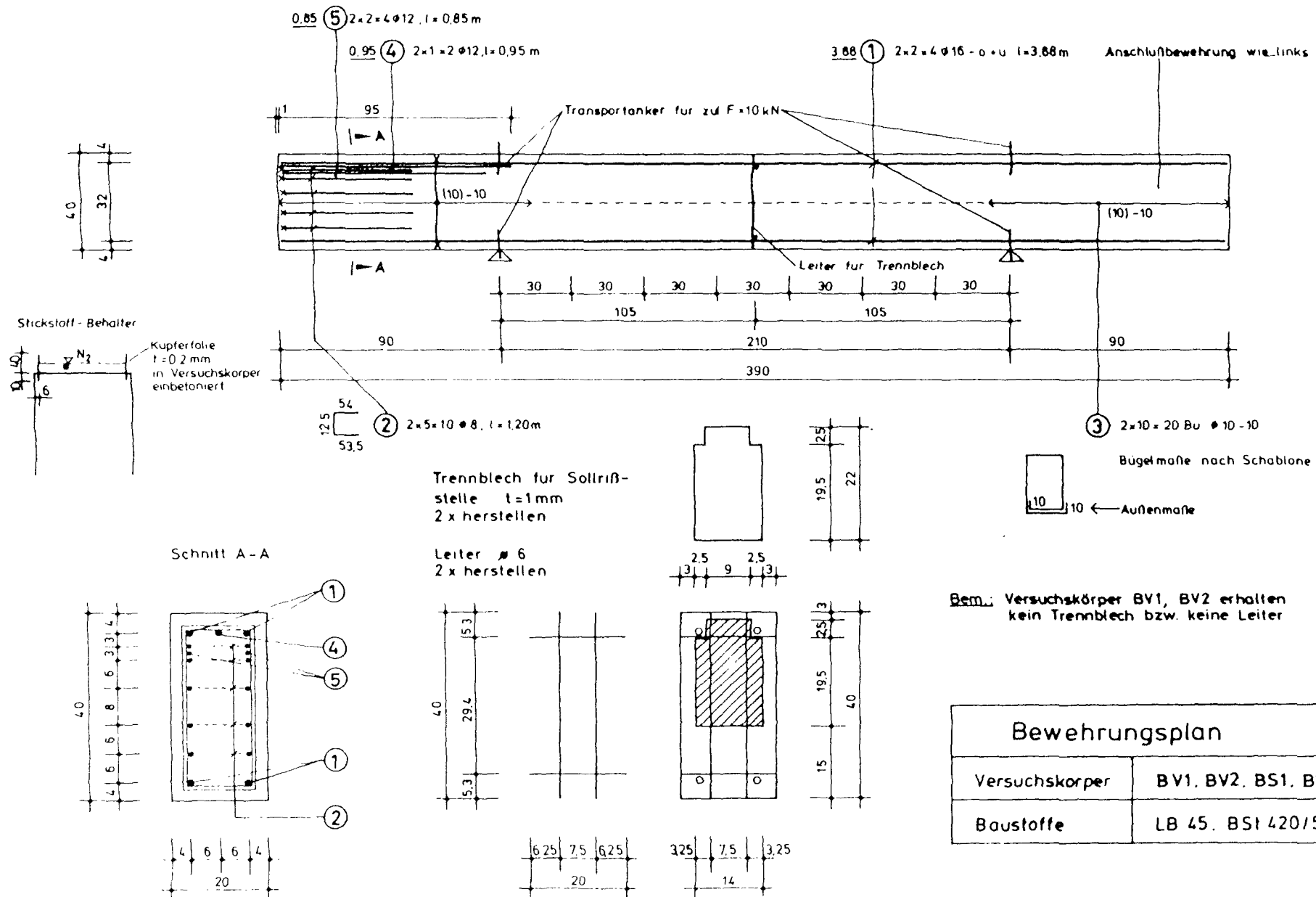


Bild 3.1: Bewehrungsplan und Ausbildung der Sollrißstellen für die Versuchskörper BV1, BV2, BS1 und BS4

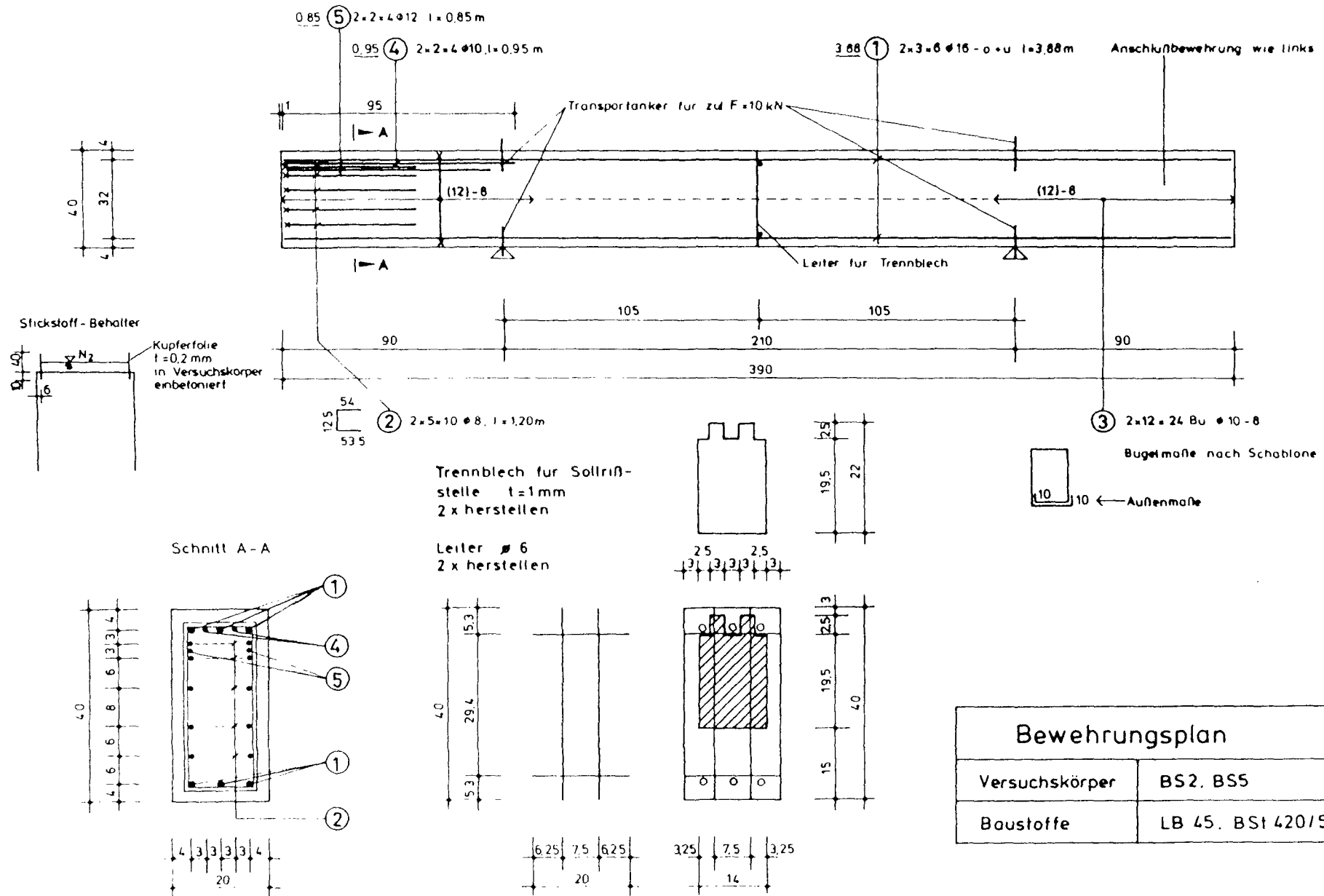


Bild 3.2: Bewehrungsplan und Ausbildung der Sollrißstellen für die Versuchskörper BS2 und BS5

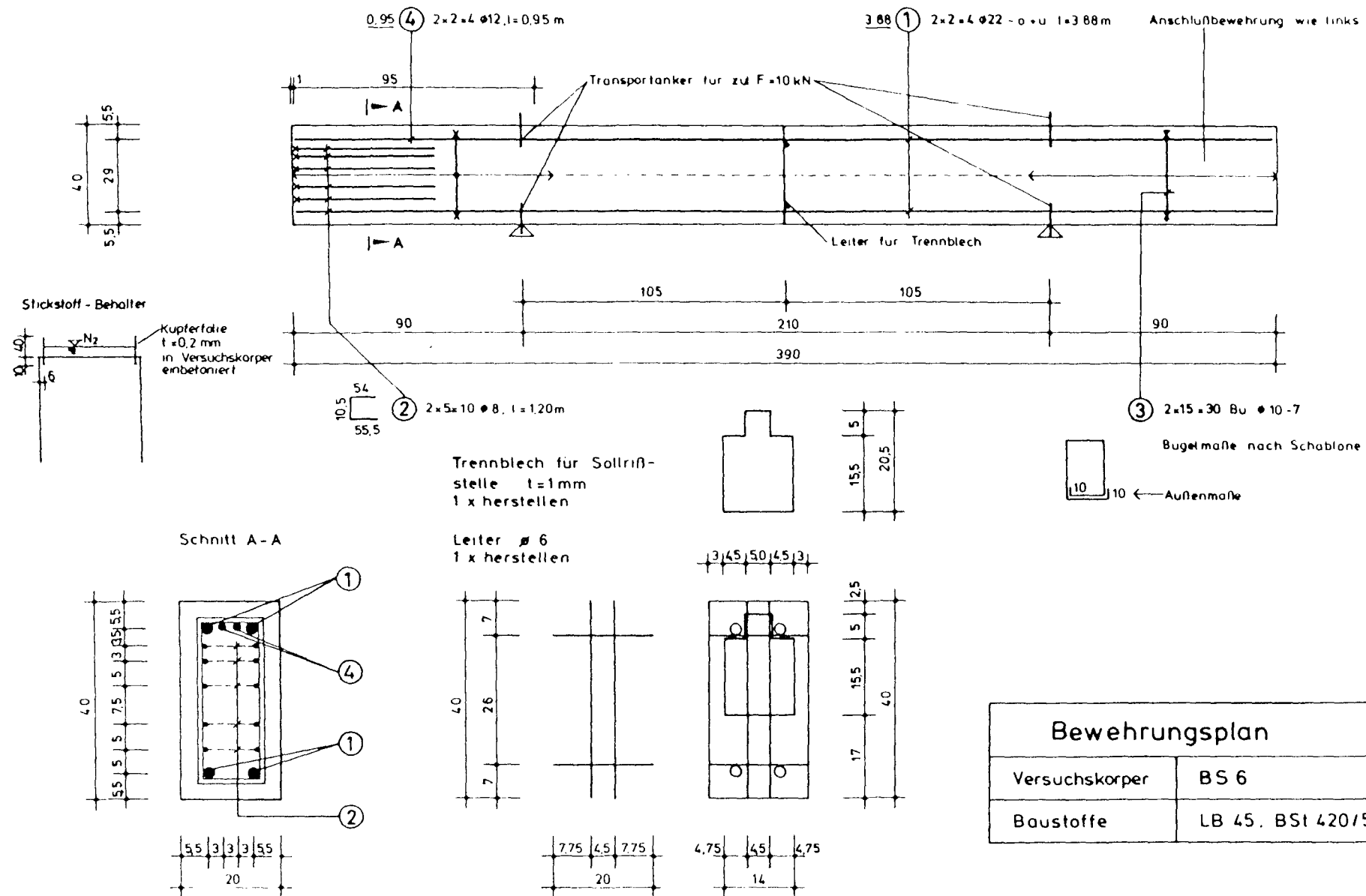
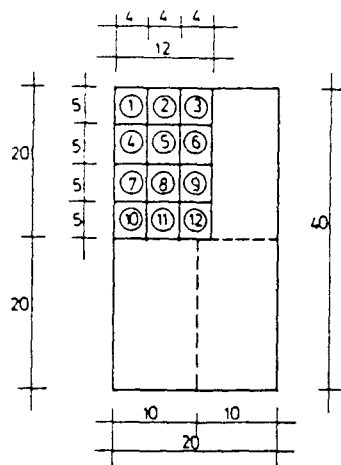


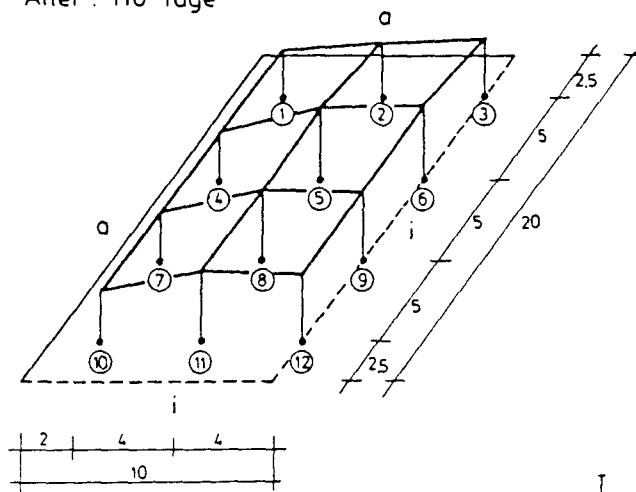
Bild 3.4: Bewehrungsplan und Ausbildung der Sollrißstelle für den Versuchskörper BS6



Abmessungen der Sägestücke
 $b/d/l = 4/5/5 \text{ cm}^3$

--- Symmetrieachsen

Alter : 110 Tage



$u_m = 10 \%$

i = innen

a = außen

--- Symmetrieachsen

Alter : 260 Tage (VD)

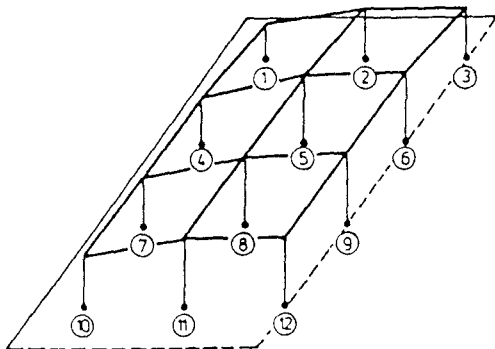


Bild 4.1: Verteilung der mittleren Betonfeuchte der normalgelagerten Versuchskörper über den Querschnitt

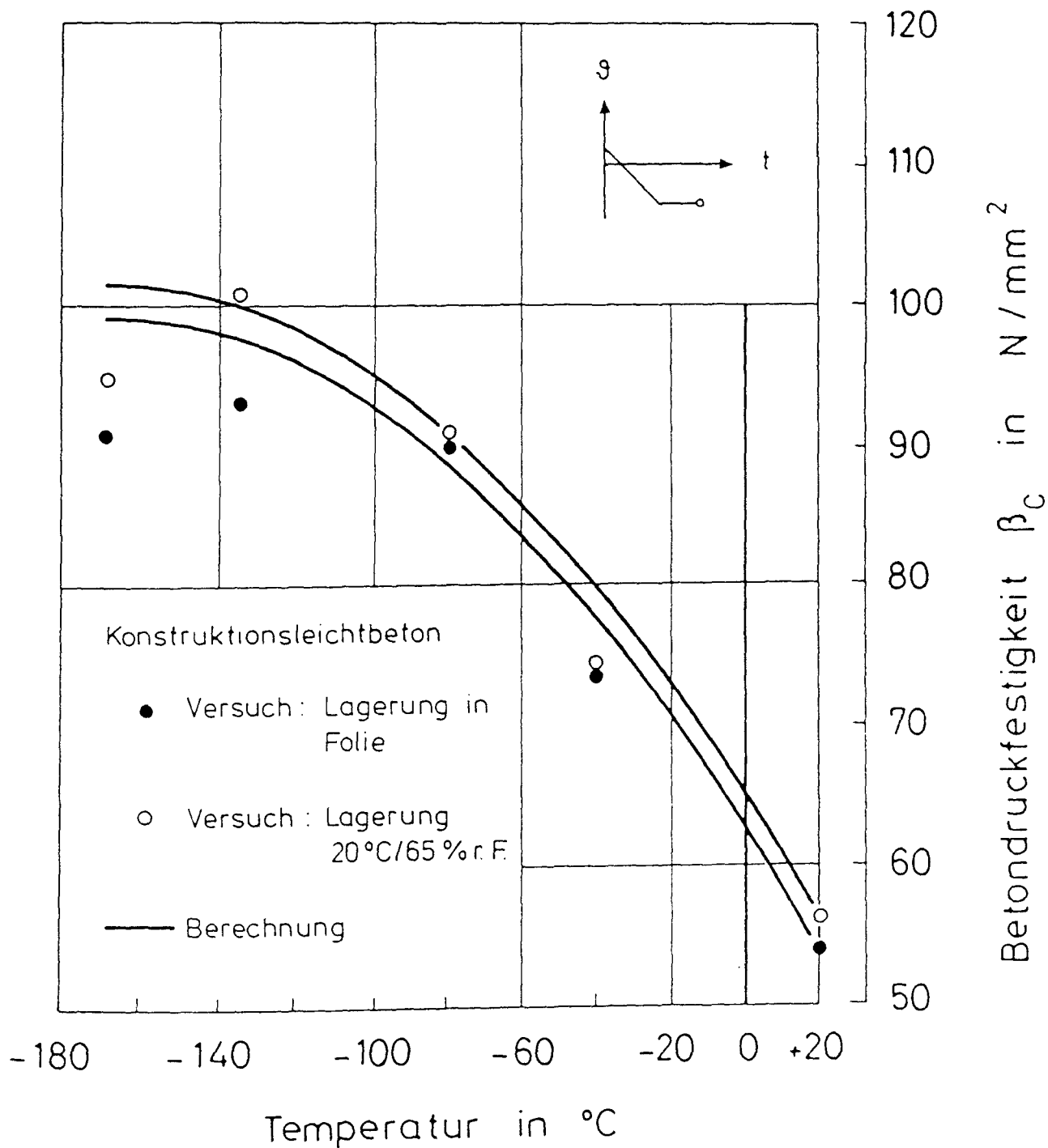


Bild 4.2: Zylinderdruckfestigkeit der verwendeten Konstruktionsleichtbetone bei tiefen Temperaturen; Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

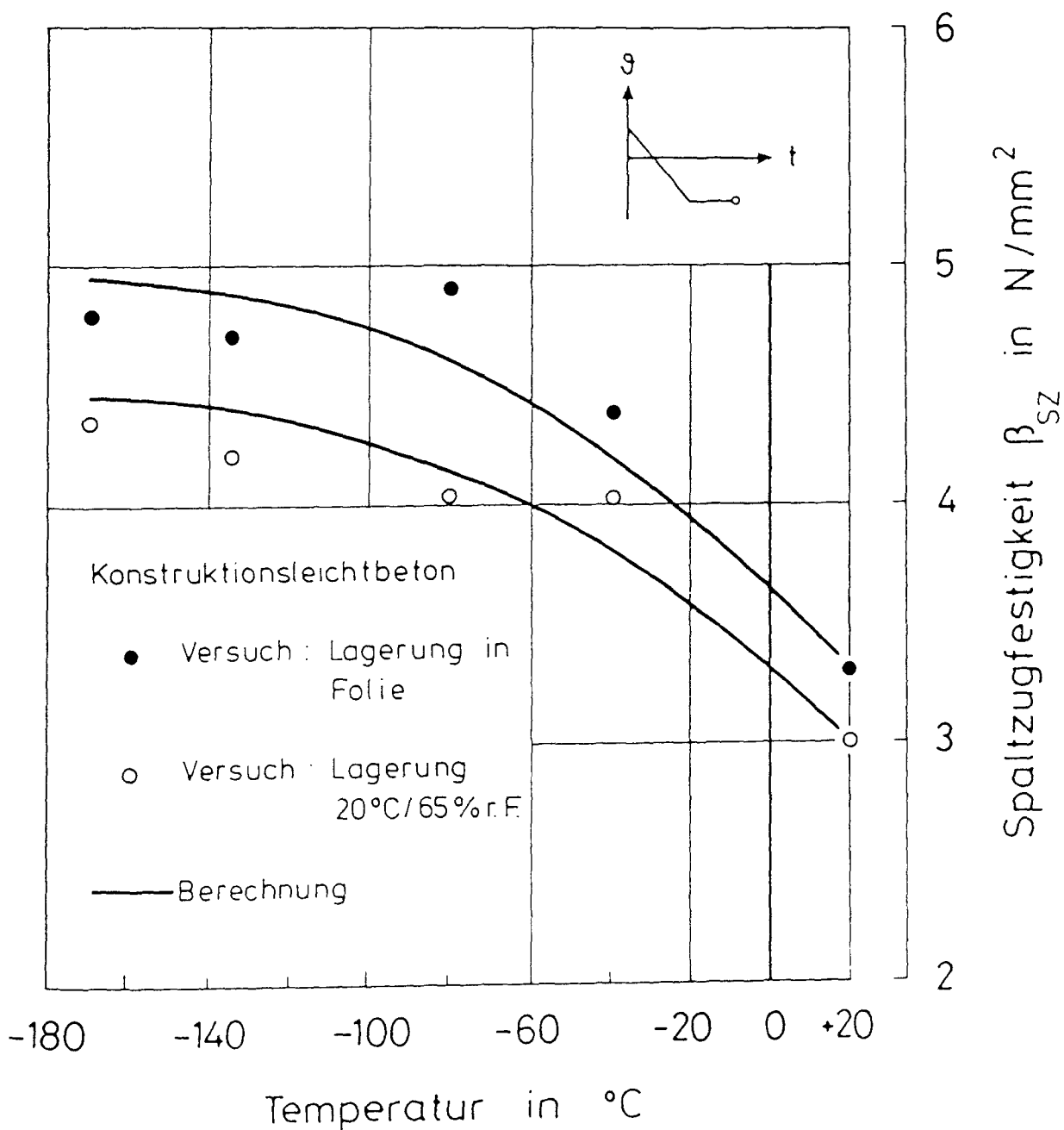


Bild 4.3: Spaltzugfestigkeit der verwendeten Konstruktionsleichtbetone bei tiefen Temperaturen; Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

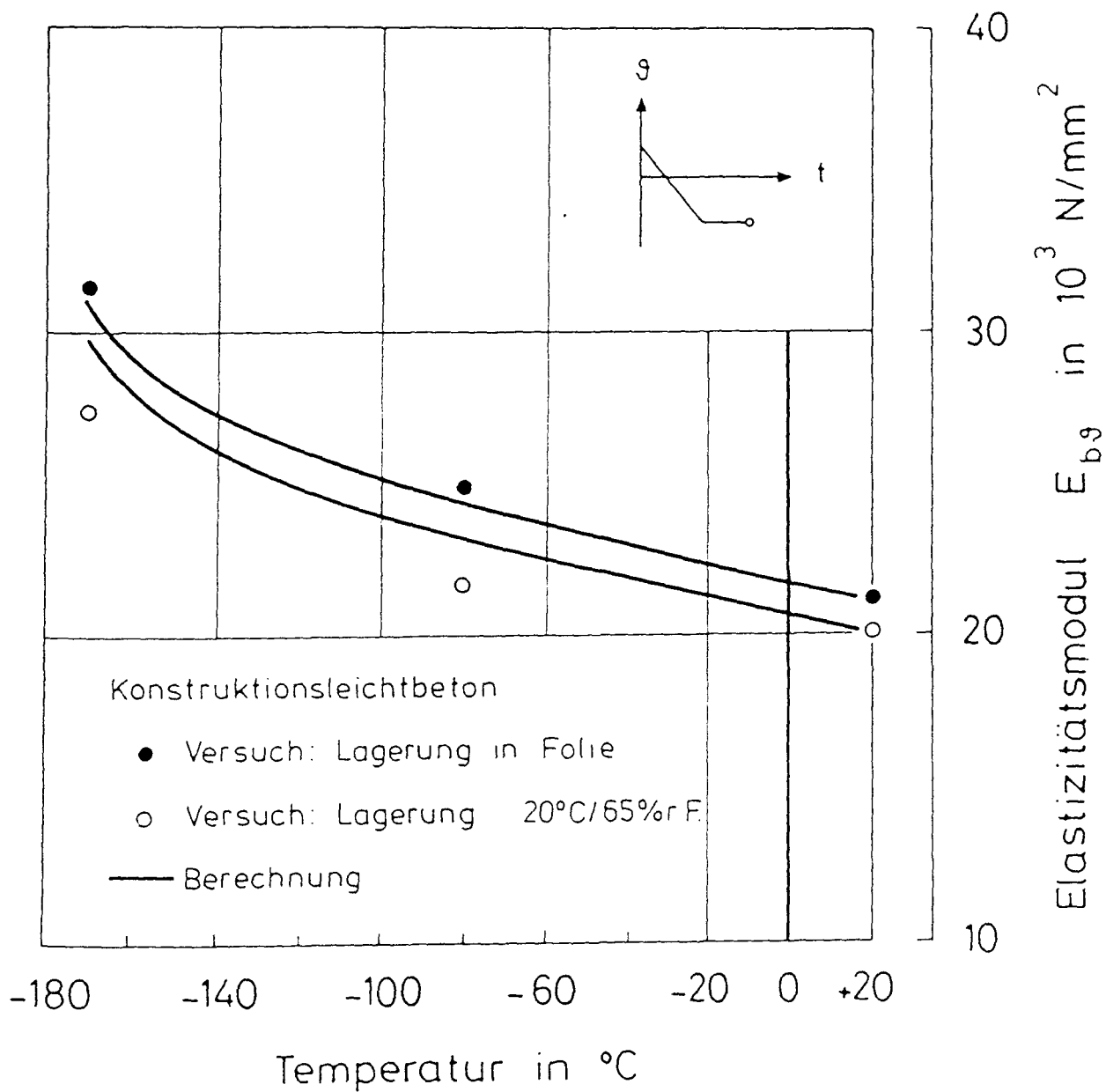


Bild 4.4: Druck-Elastizitätsmodul der verwendeten Konstruktionsleichtbetone bei tiefen Temperaturen; Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

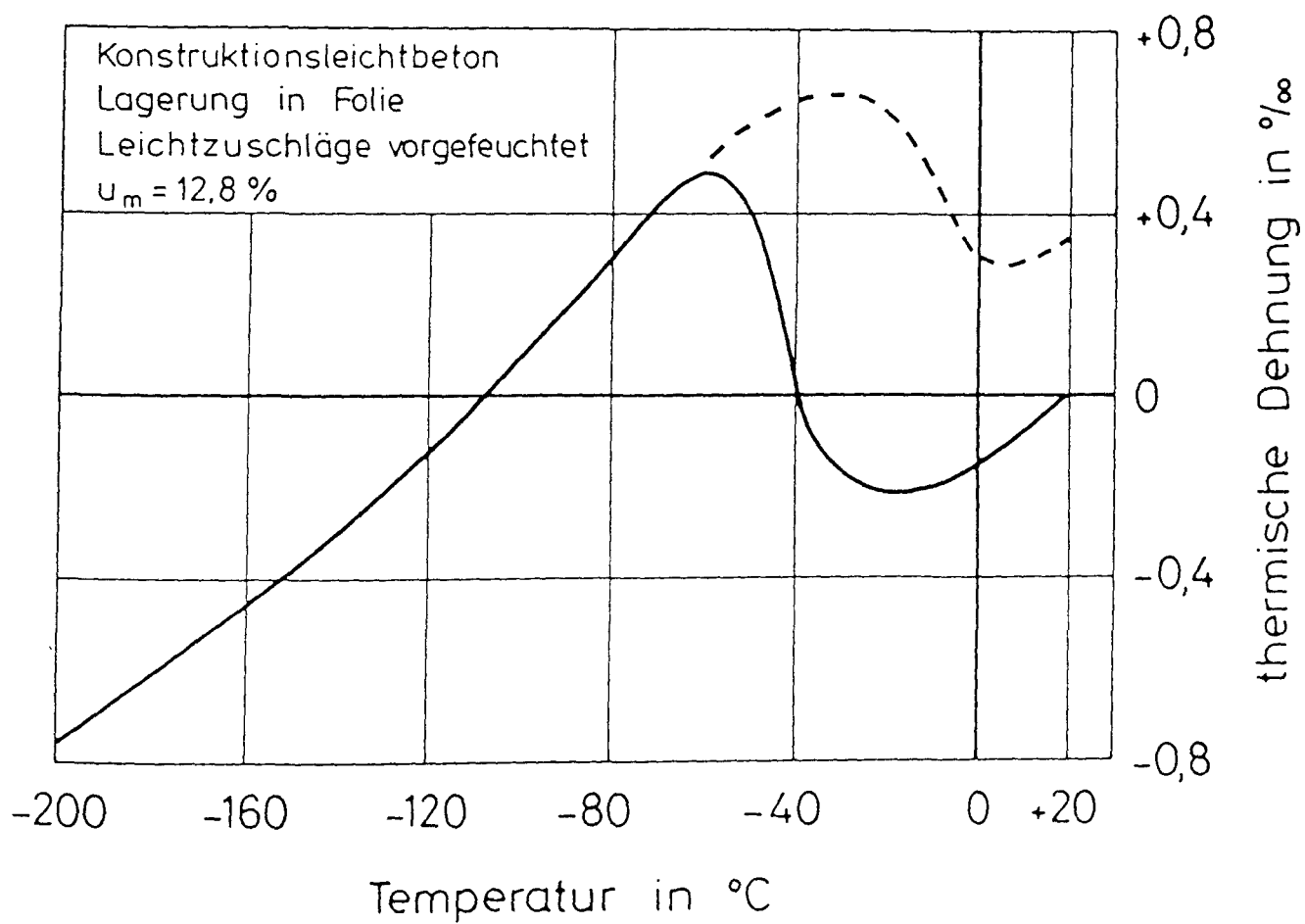


Bild 4.5: Thermisches Dehnverhalten des versiegelt gelagerten LB bei tiefen Temperaturen

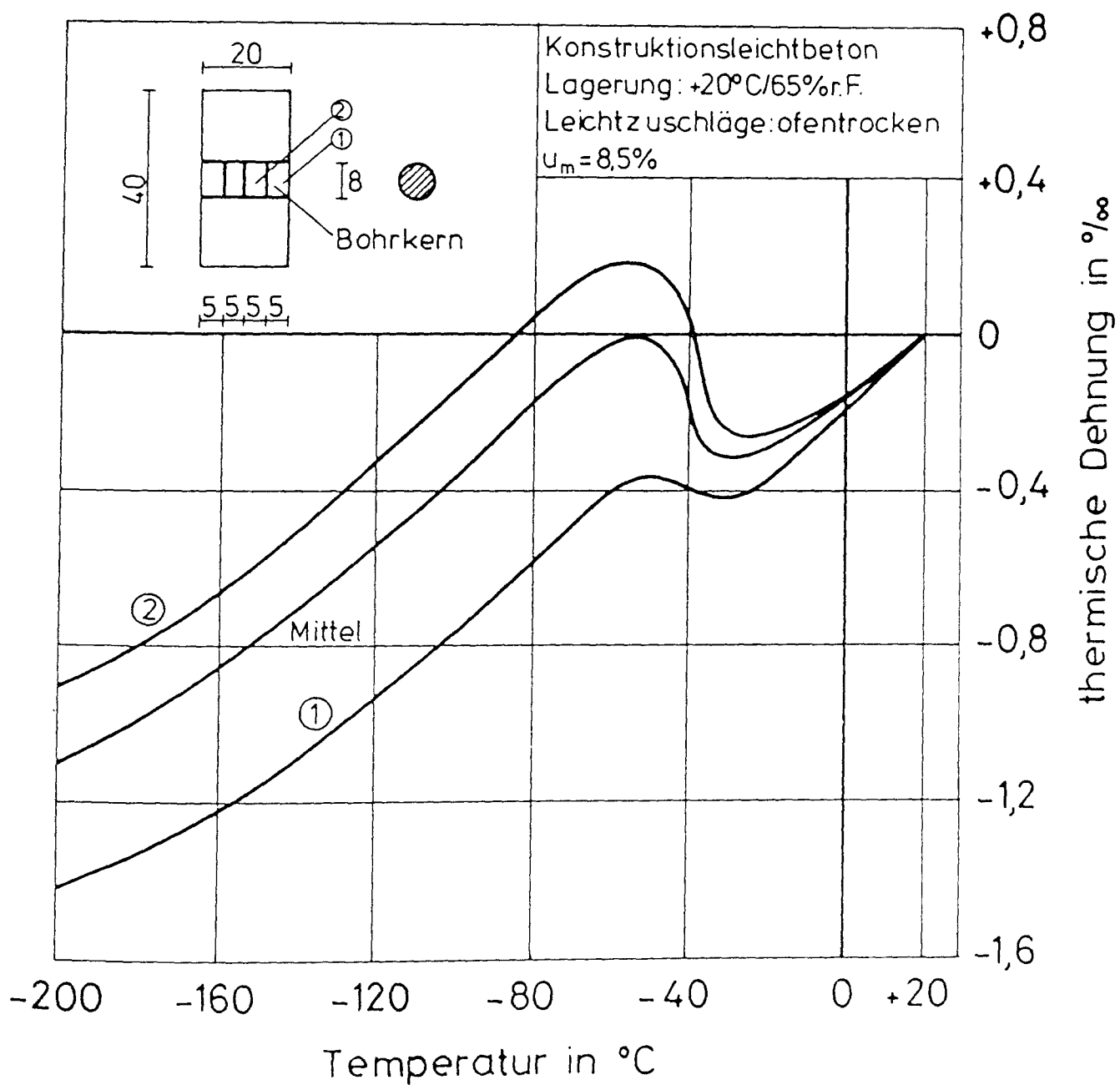


Bild 4.6: Thermisches Dehnverhalten des normalgelagerten LB bei tiefen Temperaturen



Bild 5.1: Verlegung der Kupferfolie in der Schalung zur Herstellung des Flüssigstickstoff-Behälters

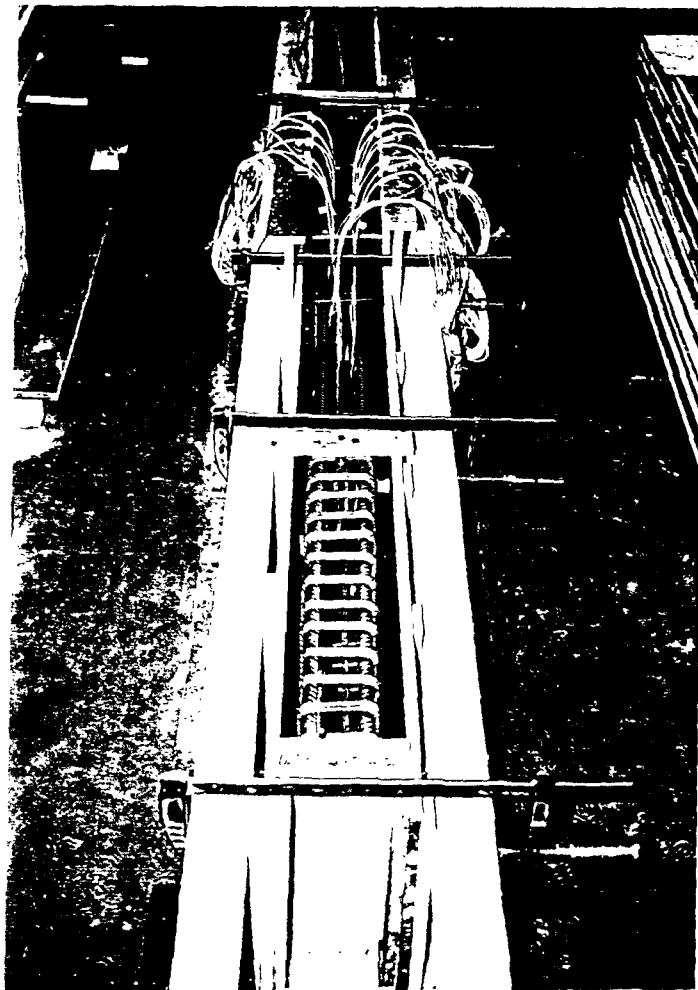
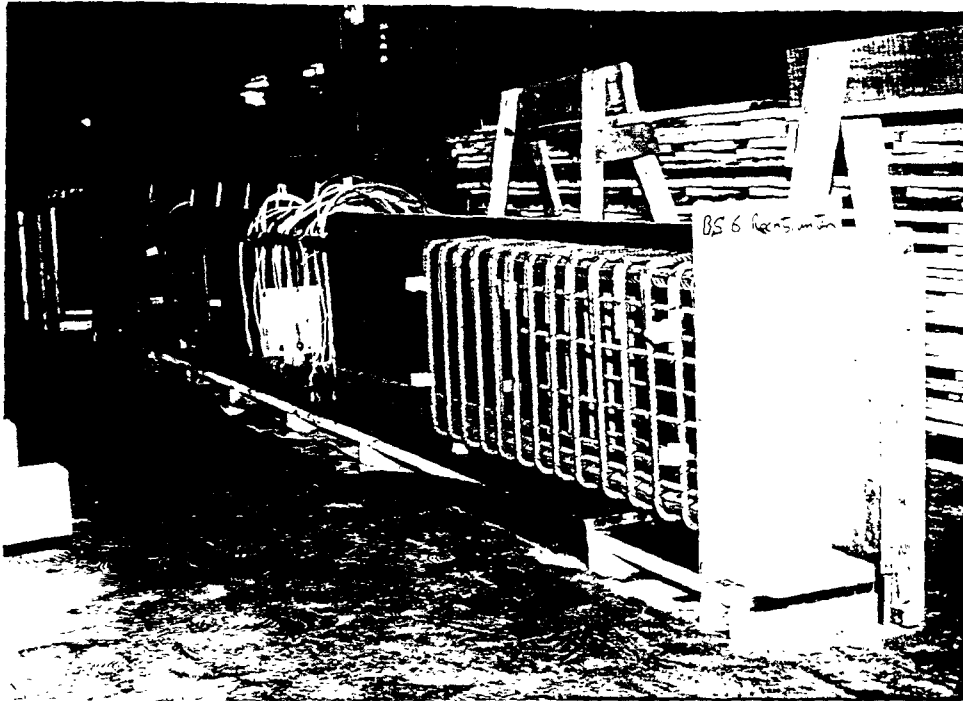


Bild 5.2: Bewehrungskorb und Schalung mit eingesetztem Bewehrungskorb der Versuchskörper

- | | |
|-------------------------|-----------------------|
| ① Versuchskörper | ⑥ hydraulische Presse |
| ② Flüssigstickstoff | ⑦ Prüfrahmen |
| ③ Behälter aus Cu-Folie | ⑧ Hallenboden |
| ④ Warmedämmung | |
| ⑤ Betonauflagerblocke | |

Lage des Versuchskörpers bei

Herstellung

Prüfung

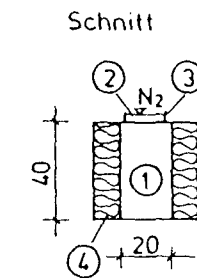
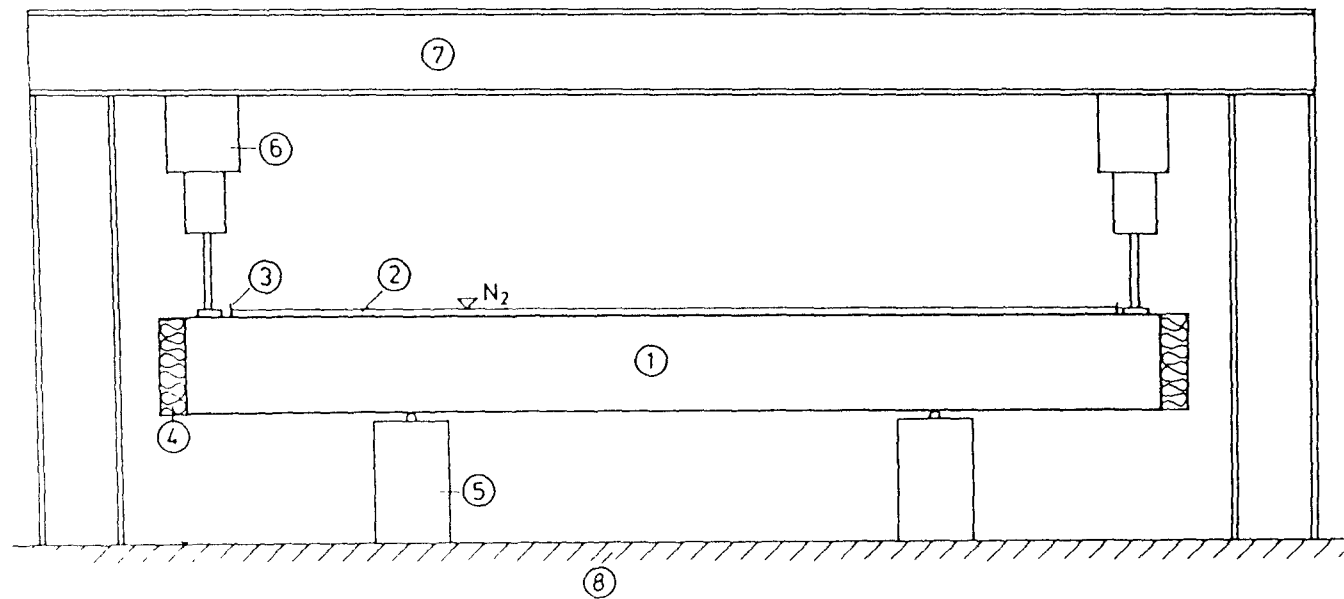
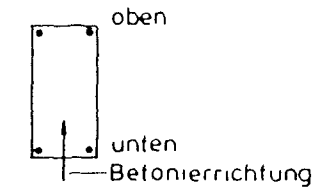
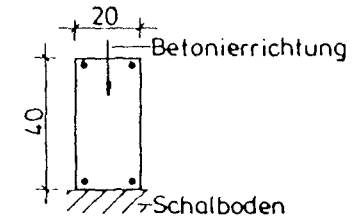


Bild 6.1: Versuchsaufbau für die Biegezugversuche an Stahlleichtbetonstäben bei einseitigem Kälteschock

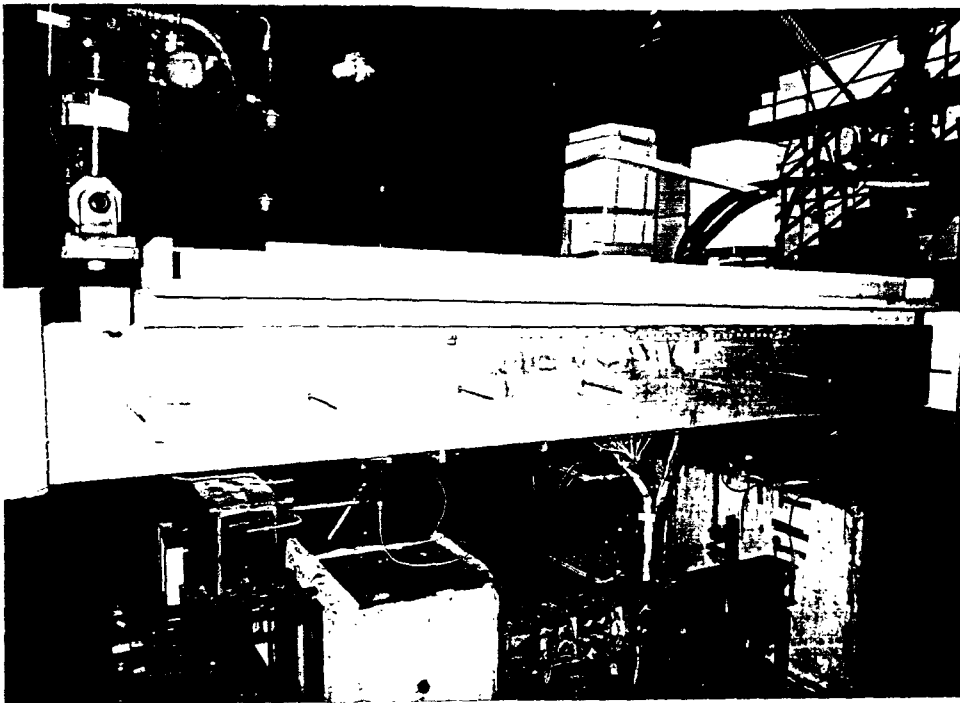


Bild 6.2: Überblick über den Versuchsstand (die seitliche Wärmedämmung ist noch nicht montiert)

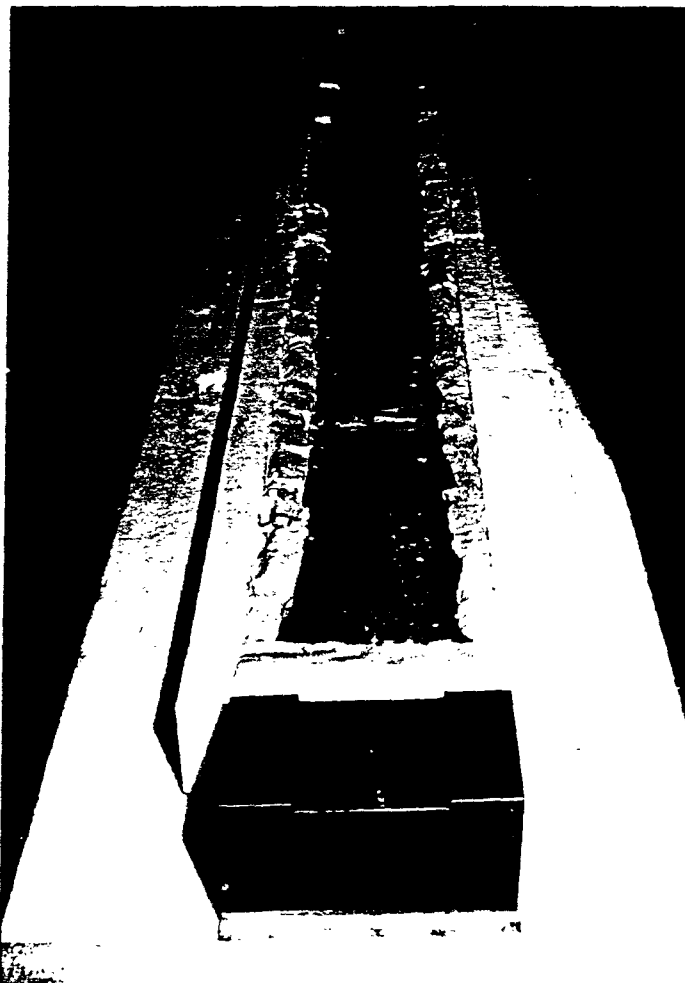


Bild 6.3: Aufsicht auf den Versuchskörper mit Ausbildung des Flüssigstickstoff-Behälters (die Abdeckung des Behälters mit Wärmedämmung ist noch nicht erfolgt)

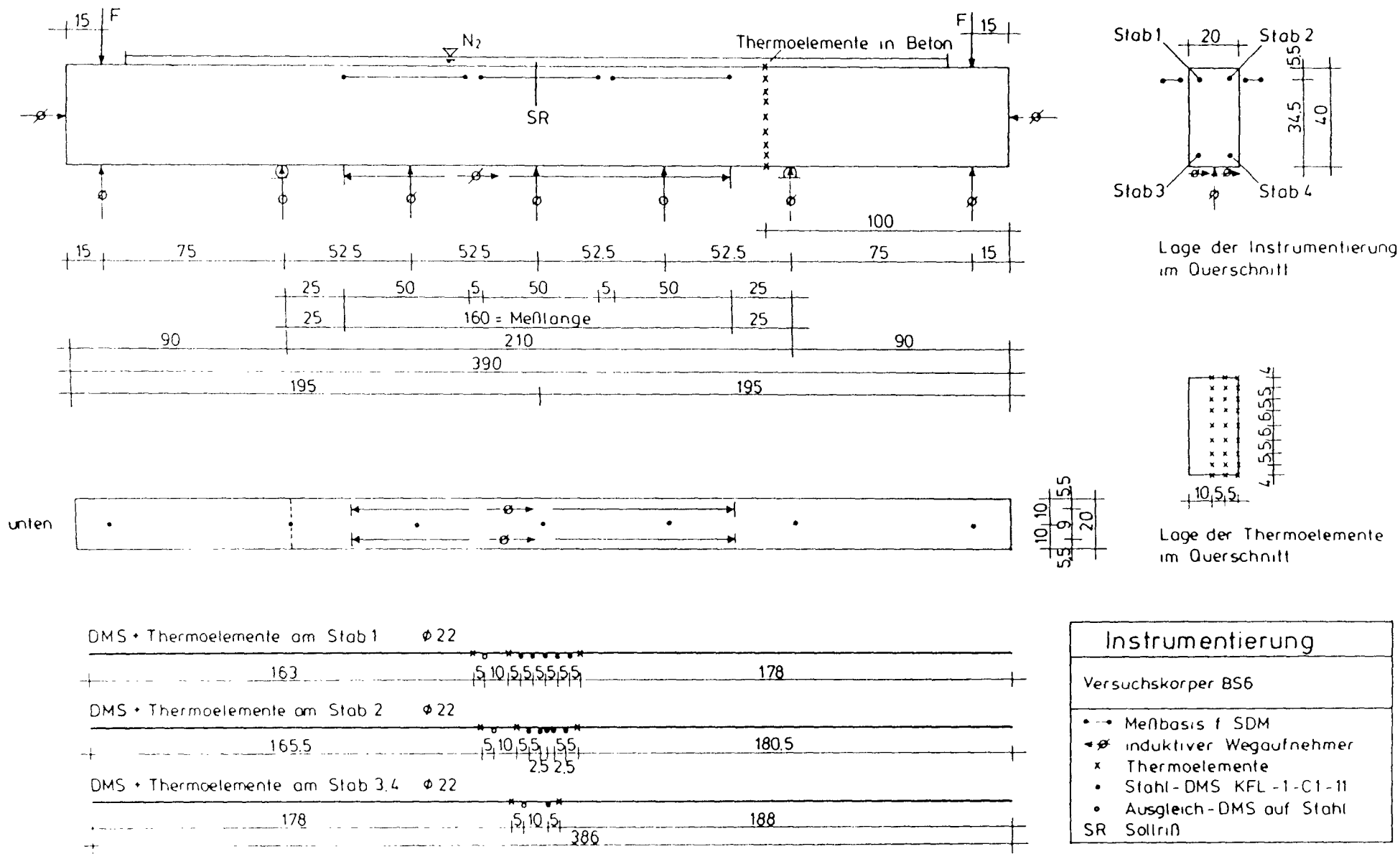


Bild 7.3: Instrumentierungsplan für den Versuchskörper BS6

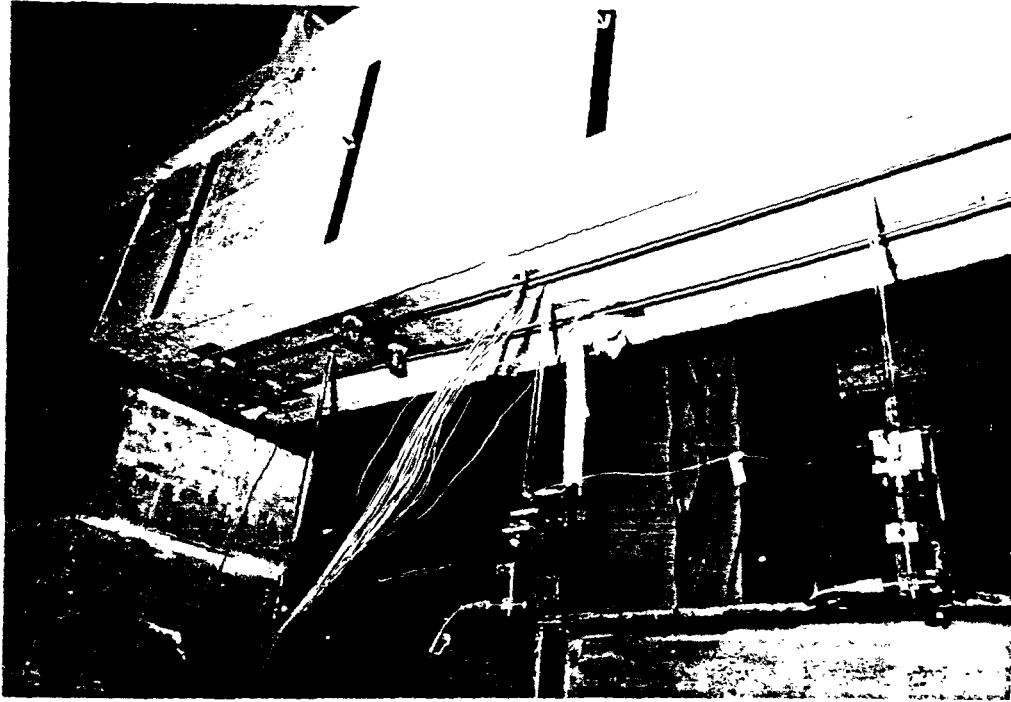


Bild 7.4: Instrumentierung an der Versuchskörperunterseite

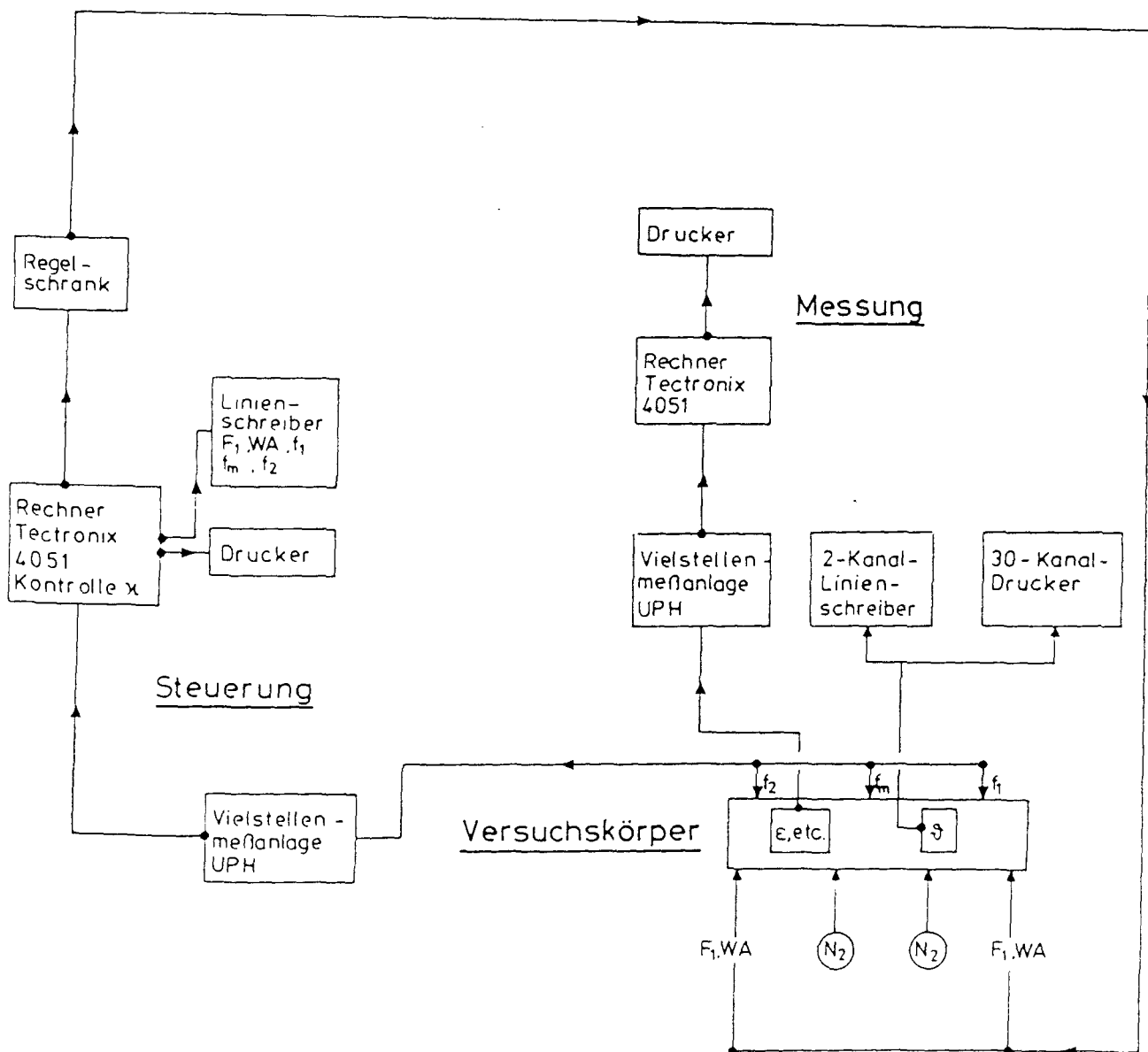


Bild 7.5: Schematischer Versuchsaufbau und Steuerung der Biegezwangversuche bei einseitigem Kälteschock

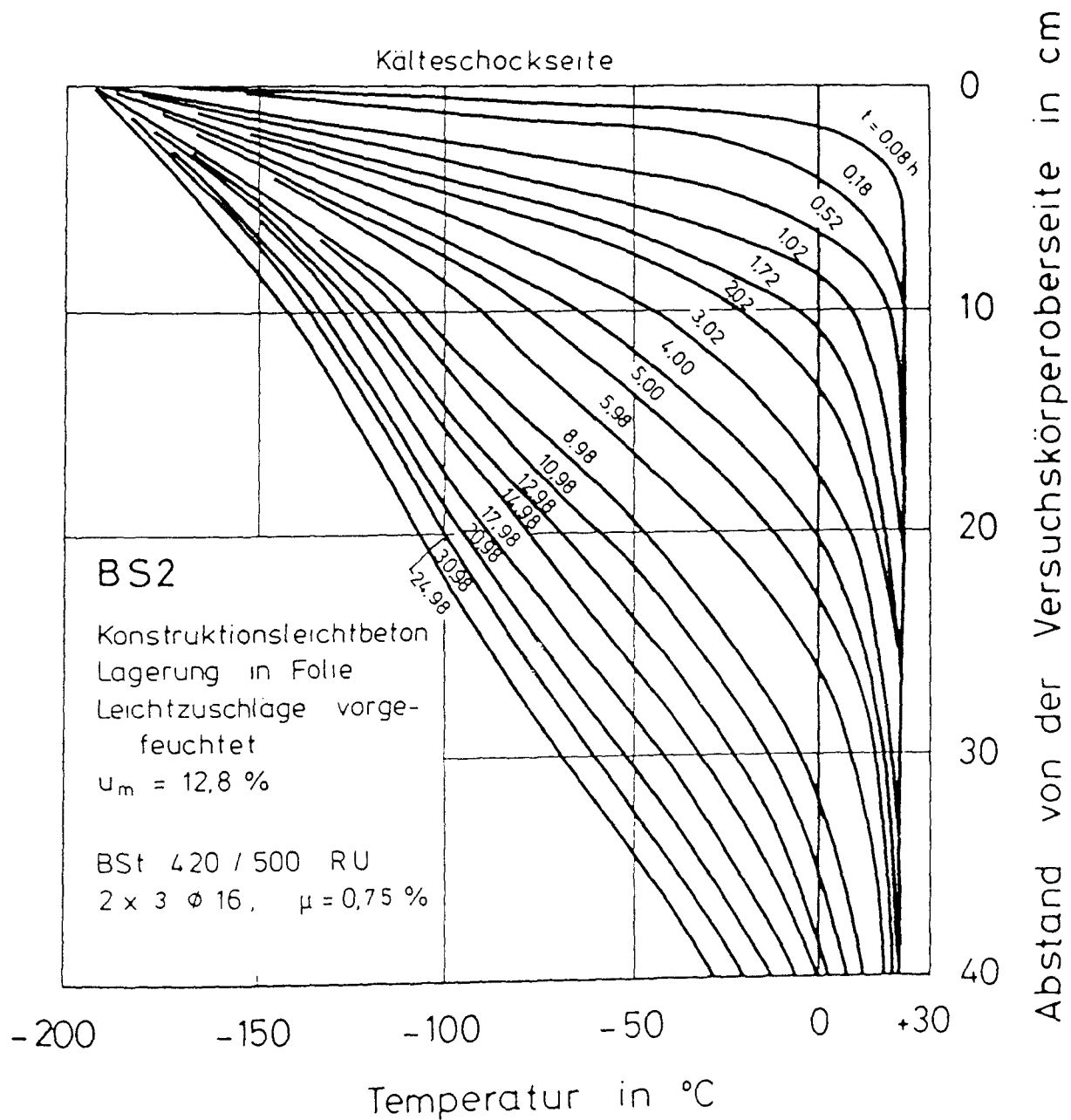


Bild 9.1: Temperaturentwicklung über den Querschnitt der versiegelt gelagerten Versuchskörper bei einseitigem Kälteschock

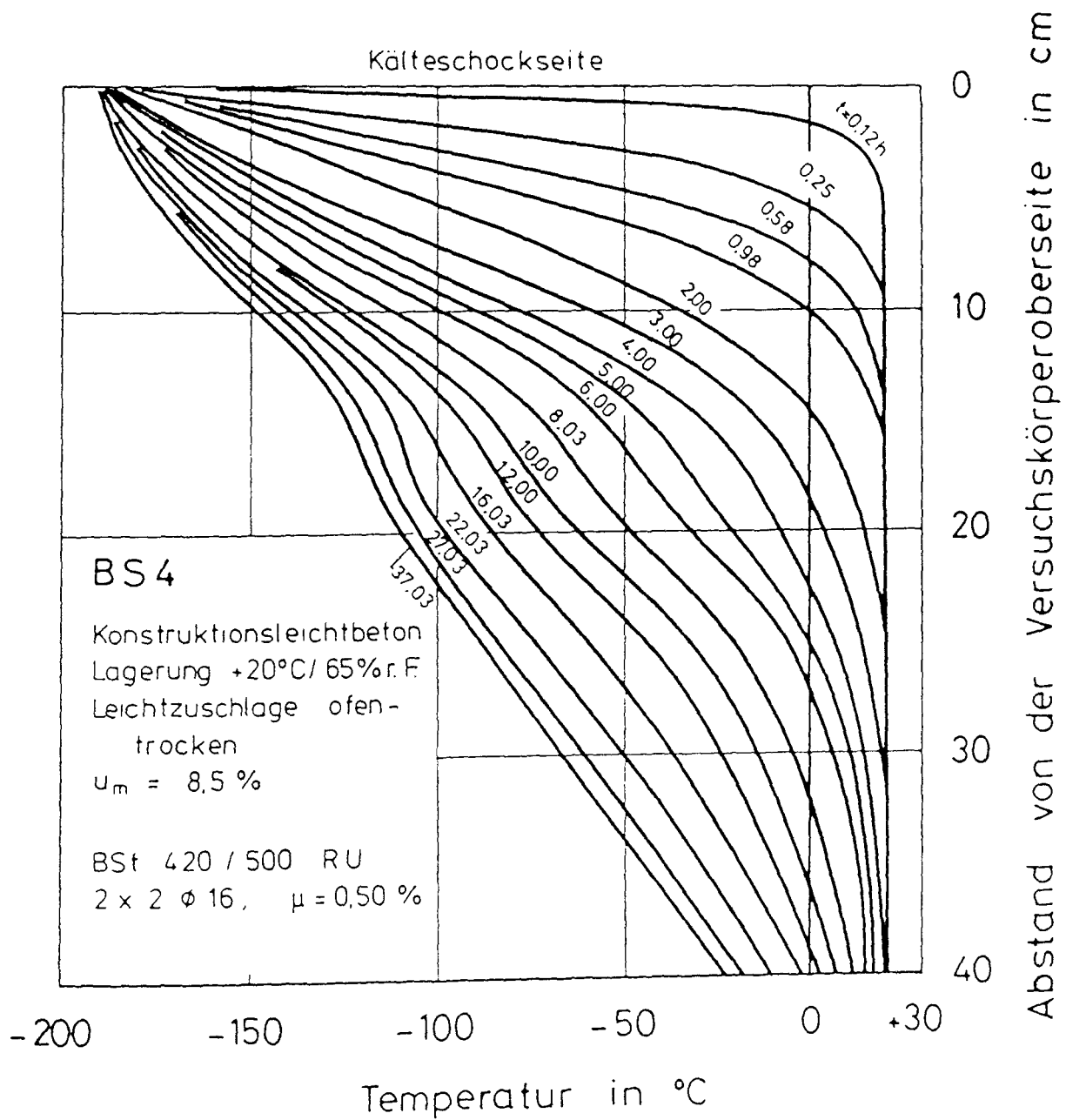


Bild 9.2: Temperaturentwicklung über den Querschnitt der normalgelagerten Versuchskörper bei einseitigem Kälteschock

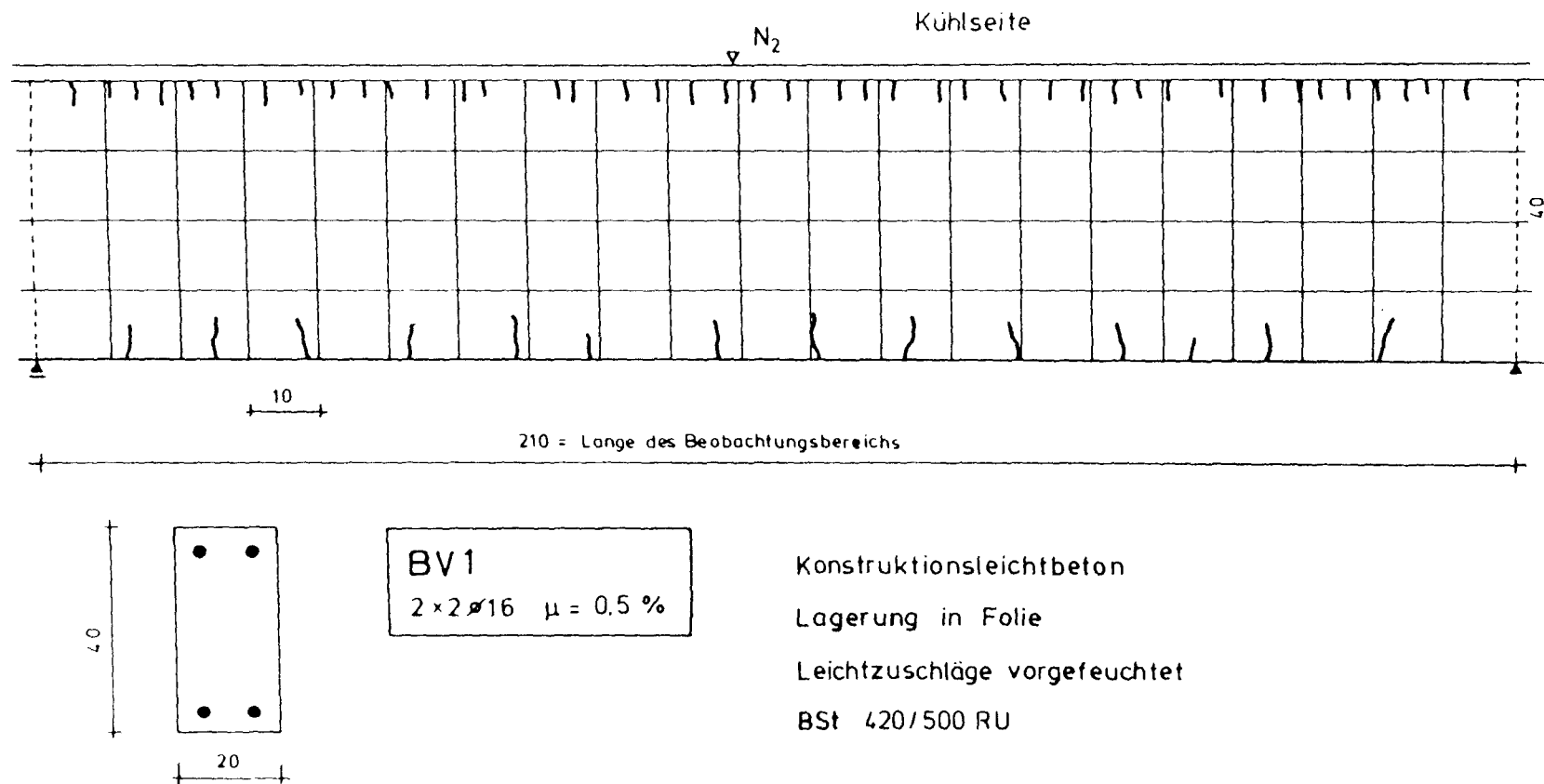


Bild 9.3: Eigenspannungsrißbild des versiegelt gelagerten Versuchskörpers BV1 (freie Temperaturverformung) nach abgeschlossener Rißbildung

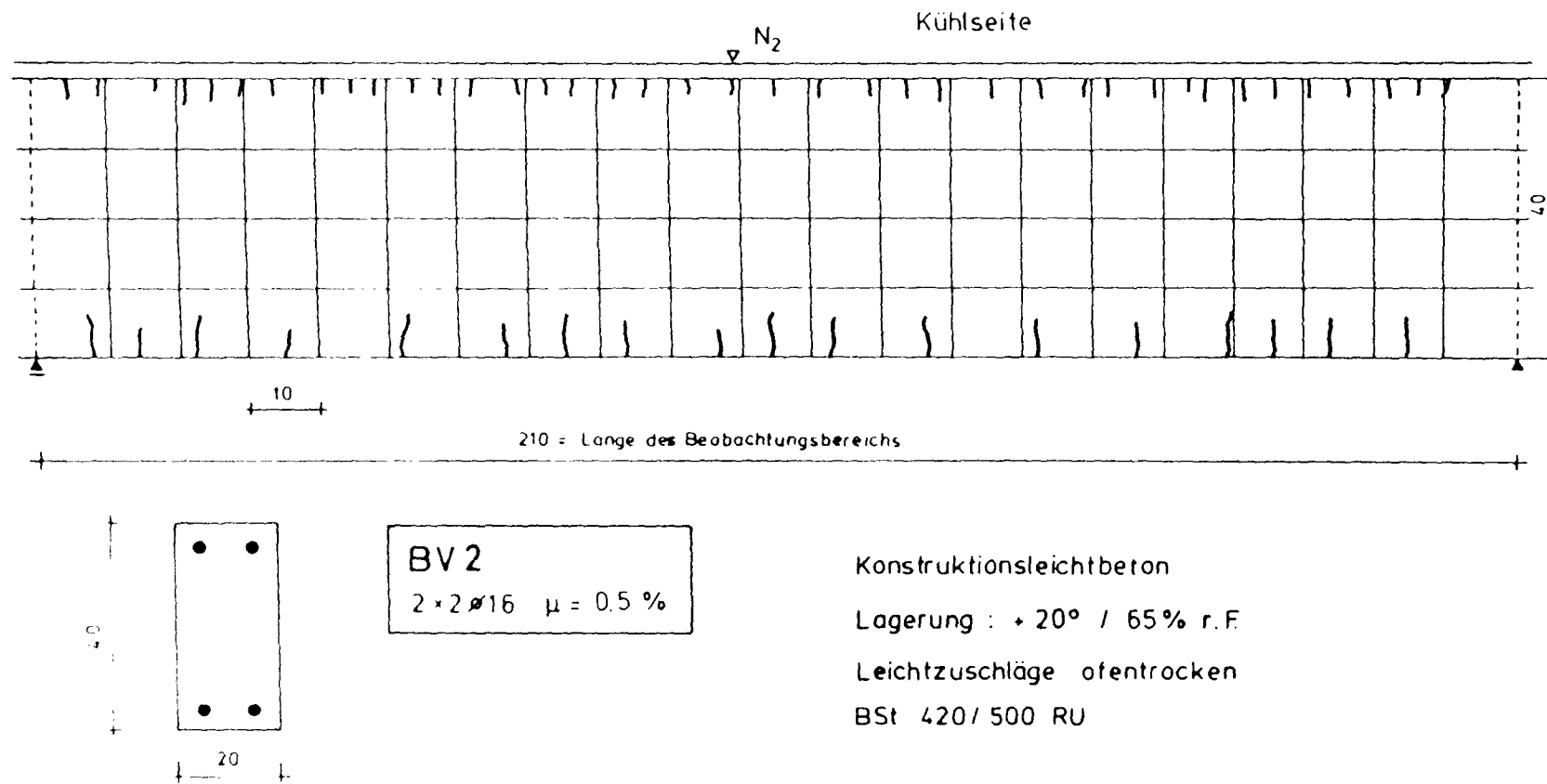


Bild 9.4: Eigenspannungsrißbild des normalgelagerten Versuchskörpers BV2 (freie Temperaturverformung) nach abgeschlossener Rißbildung

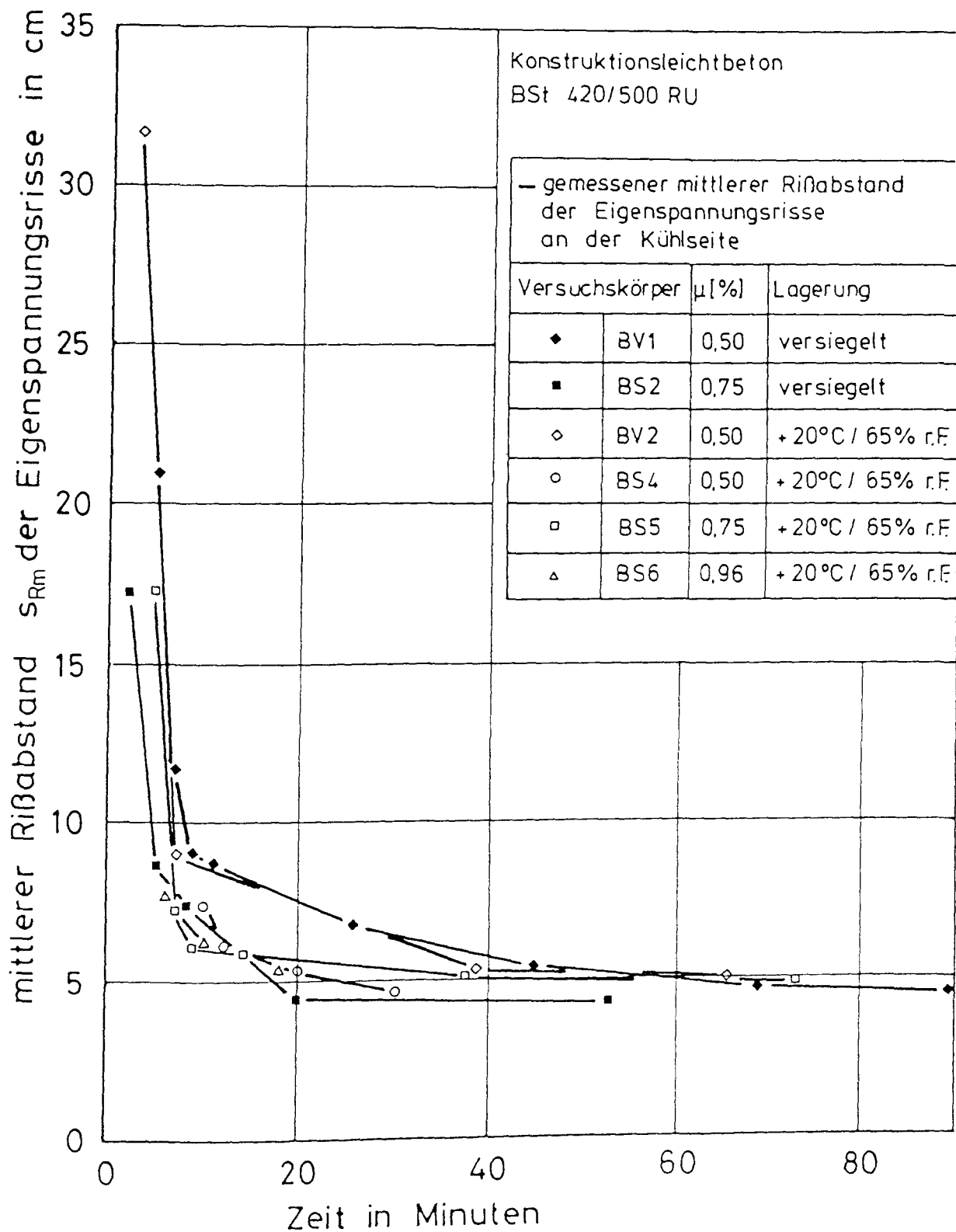


Bild 9.5: Entwicklung des mittleren Rißabstandes der Eigenspannungsrisse in Abhängigkeit von der Kühlzeit

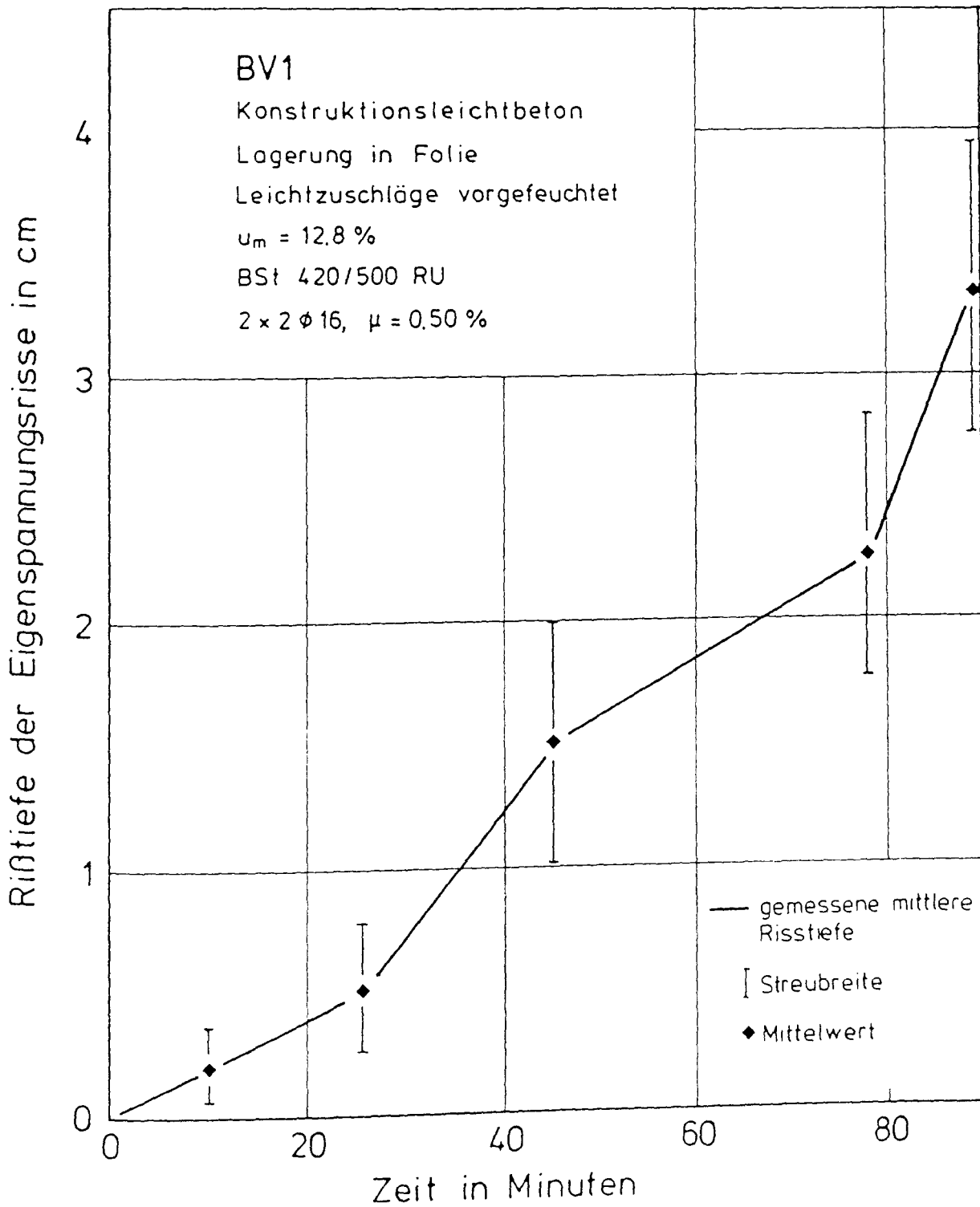


Bild 9.6: Entwicklung der Einrißtiefe der Eigenspannungsrisse in Abhängigkeit von der Kühlzeit

Längsrißbildung
nach :

Temperaturverteilung

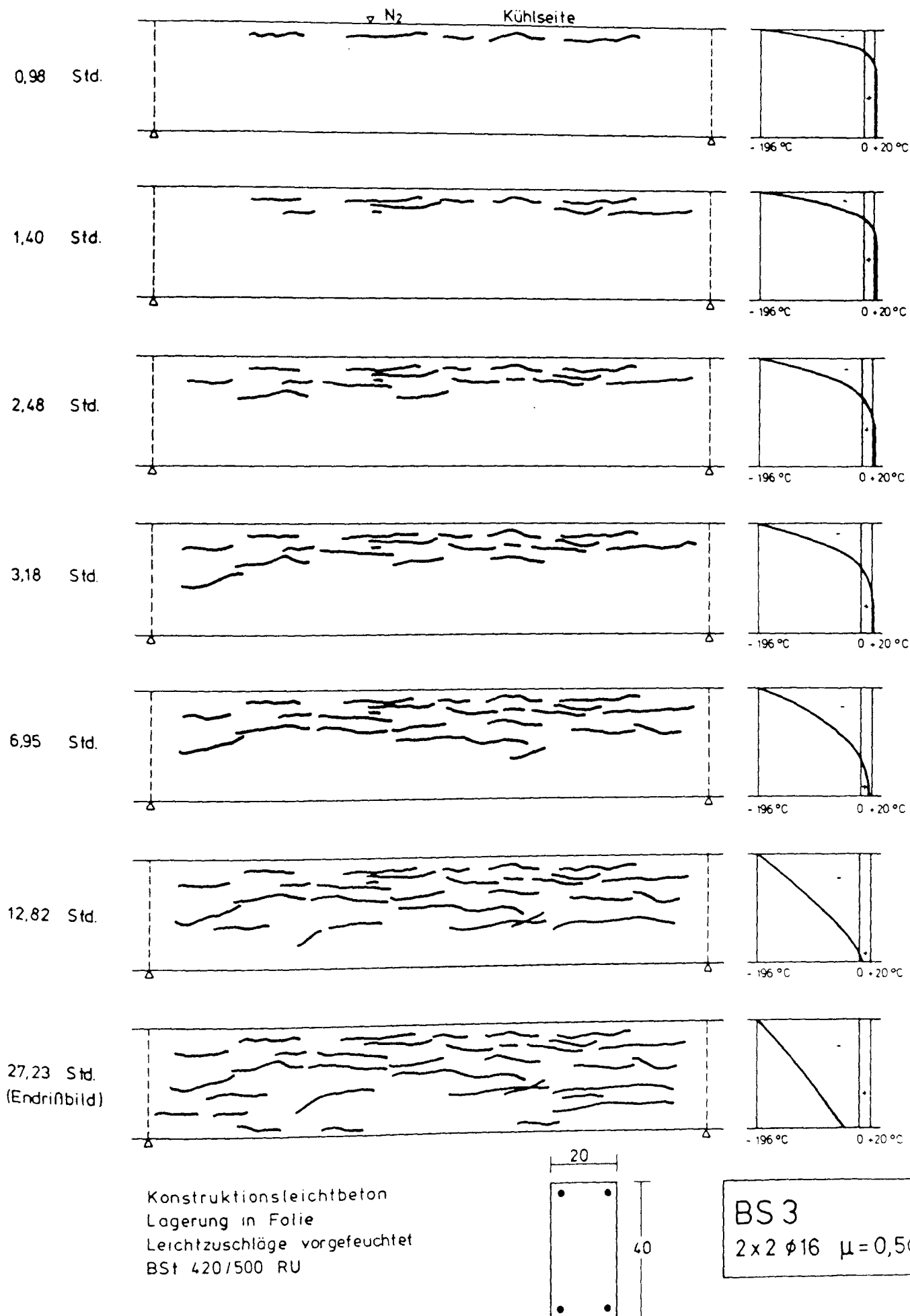
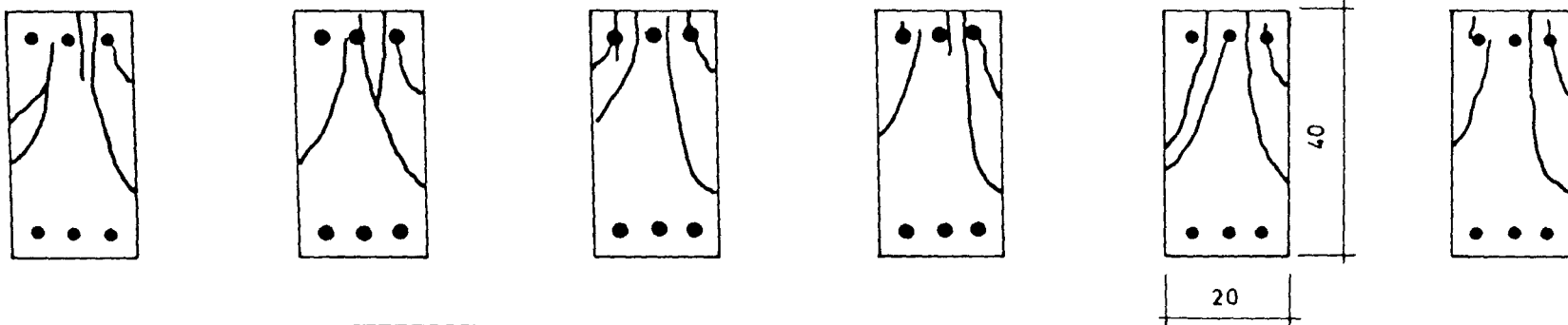
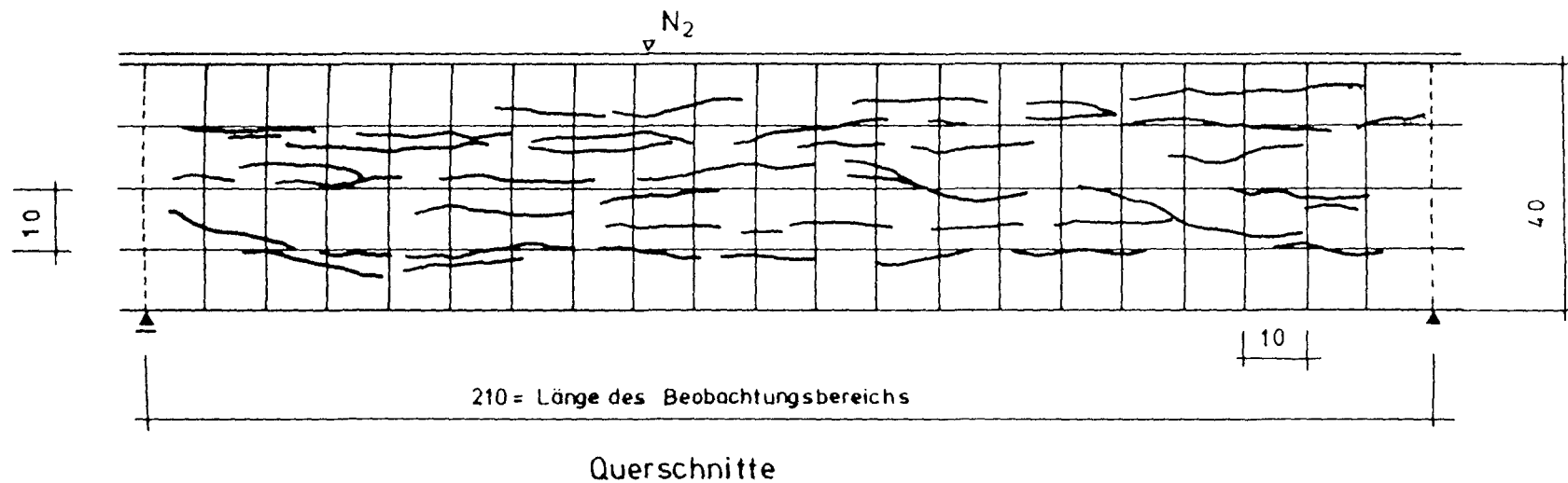


Bild 9.7: Entwicklung der Längsrisse infolge behinderter Temperaturverformung in Versuchskörperquerrichtung während der Abkühlung

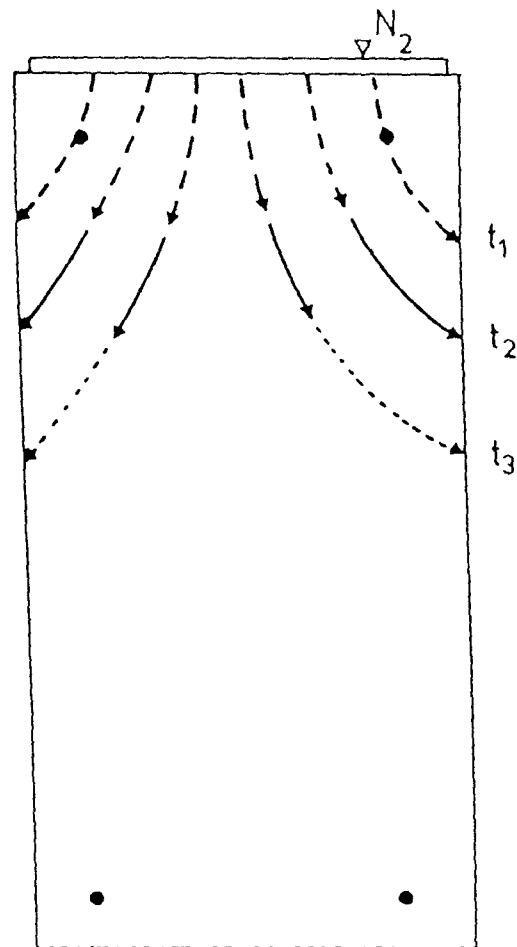


BS2
 $2 \times 3 \phi 16 \quad \mu = 0,75 \%$

Konstruktionsleichtbeton
 Lagerung in Folie
 Leichtzuschläge vorgefeuchtet
 BSt 420 / 500 RU

Bild 9.8: Rißverlauf der Längsrisse im Versuchskörperquerschnitt

Längsrißbildung im Querschnitt



Temperaturverteilung

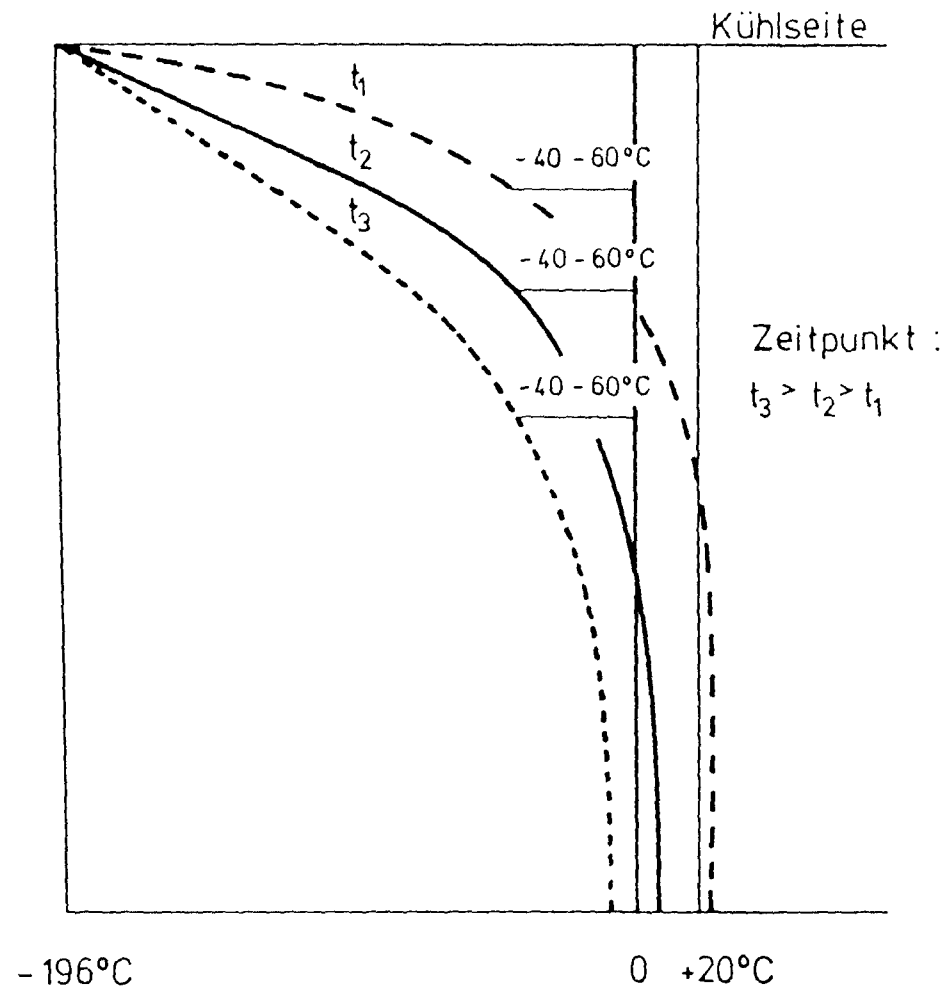


Bild 9.9: Deutung der Längsrisse infolge behinderter Temperaturverformung in Versuchskörperquerrichtung während der Abkühlung

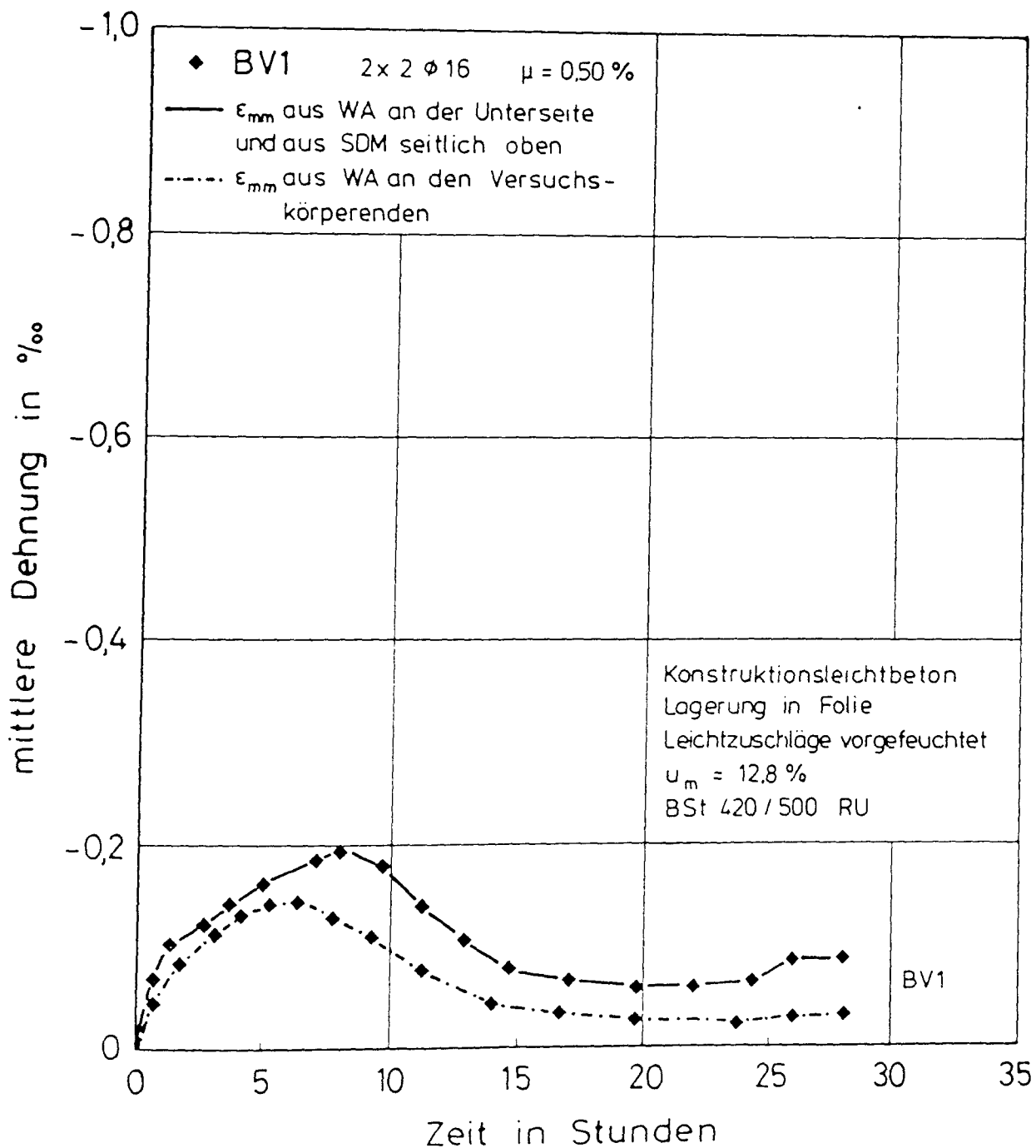


Bild 9.10: Gemessene mittlere freie Mittendehnung des versiegelt gelagerten Versuchskörpers BV1

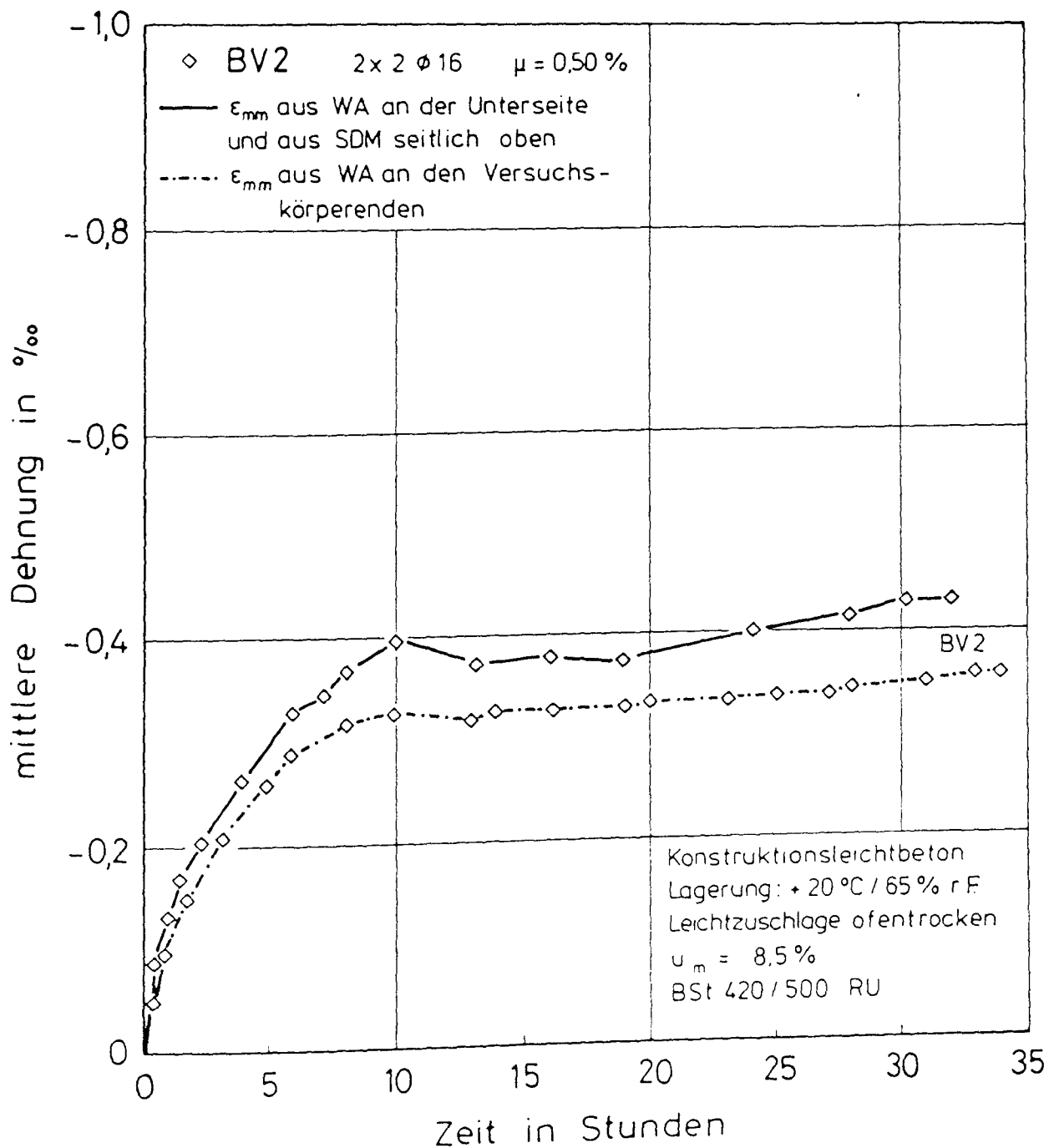


Bild 9.11: Gemessene mittlere freie Mittendehnung des normalgelagerten Versuchskörpers BV2

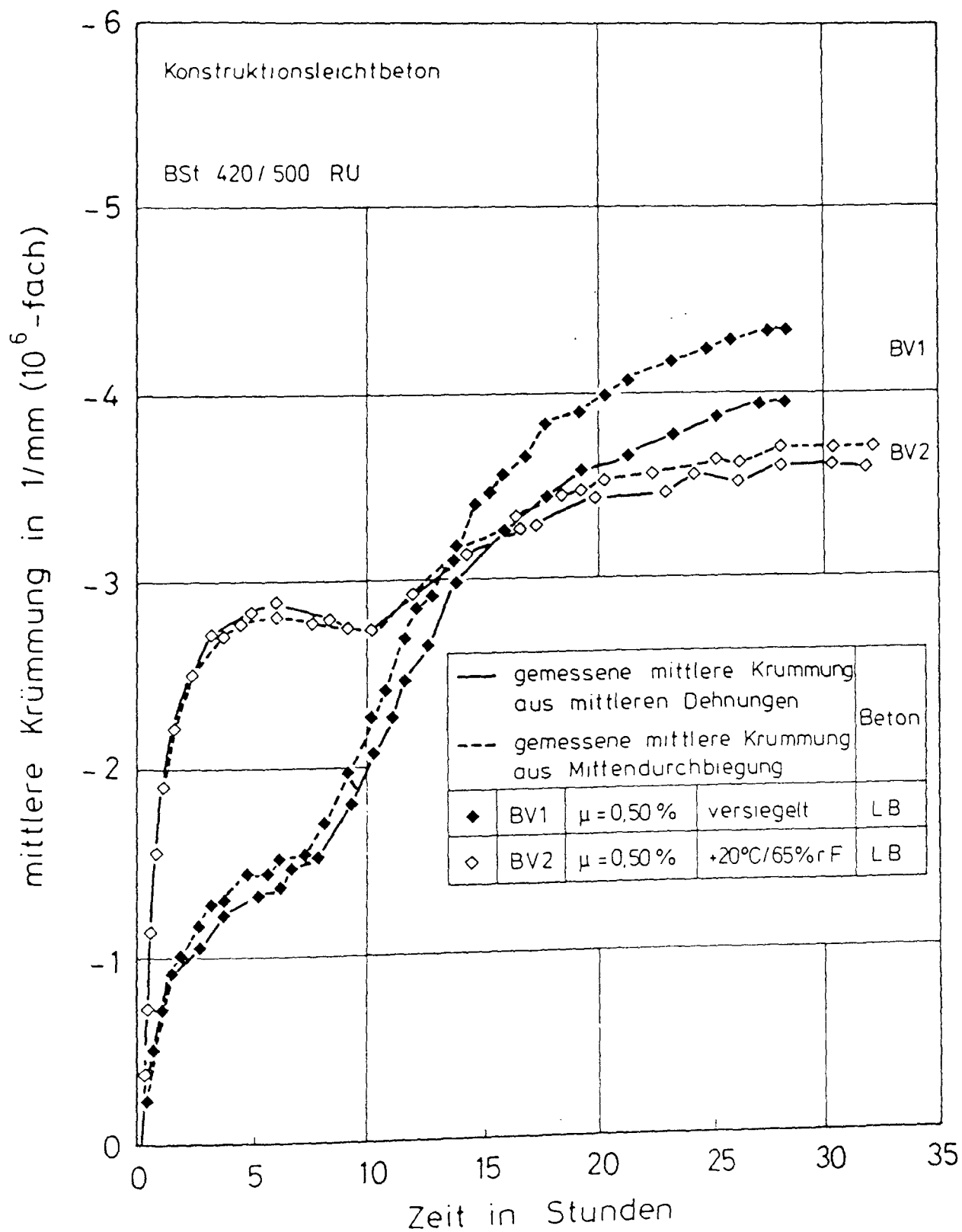


Bild 9.12: Gemessene mittlere freie Krümmung der Versuchskörper BV1 (versiegelt gelagert) und BV2 (normalgelagert)

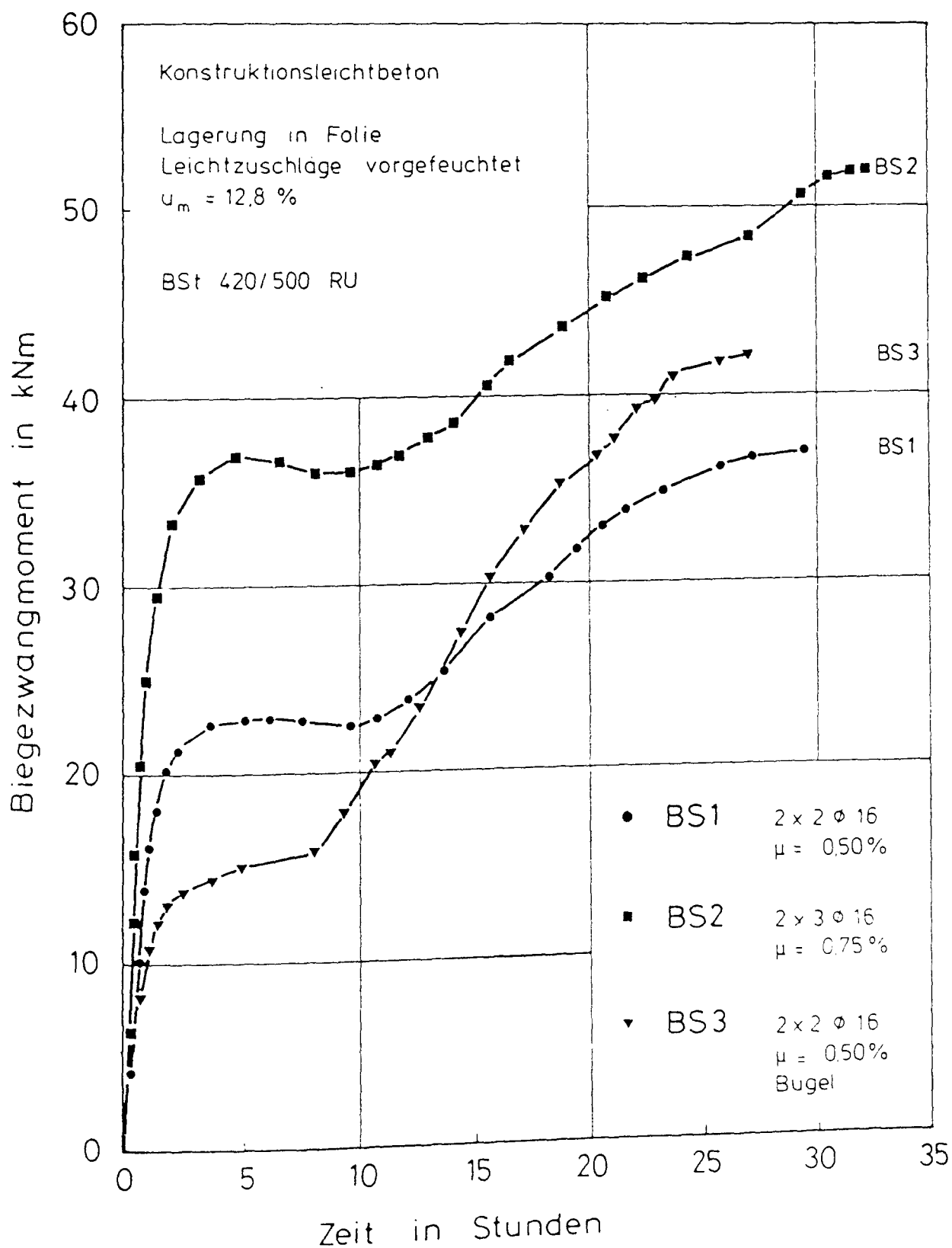


Bild 9.13: Gemessenes Biegezwangmoment der versiegelt gelagerten Versuchskörper BS1, BS2 und BS3 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit

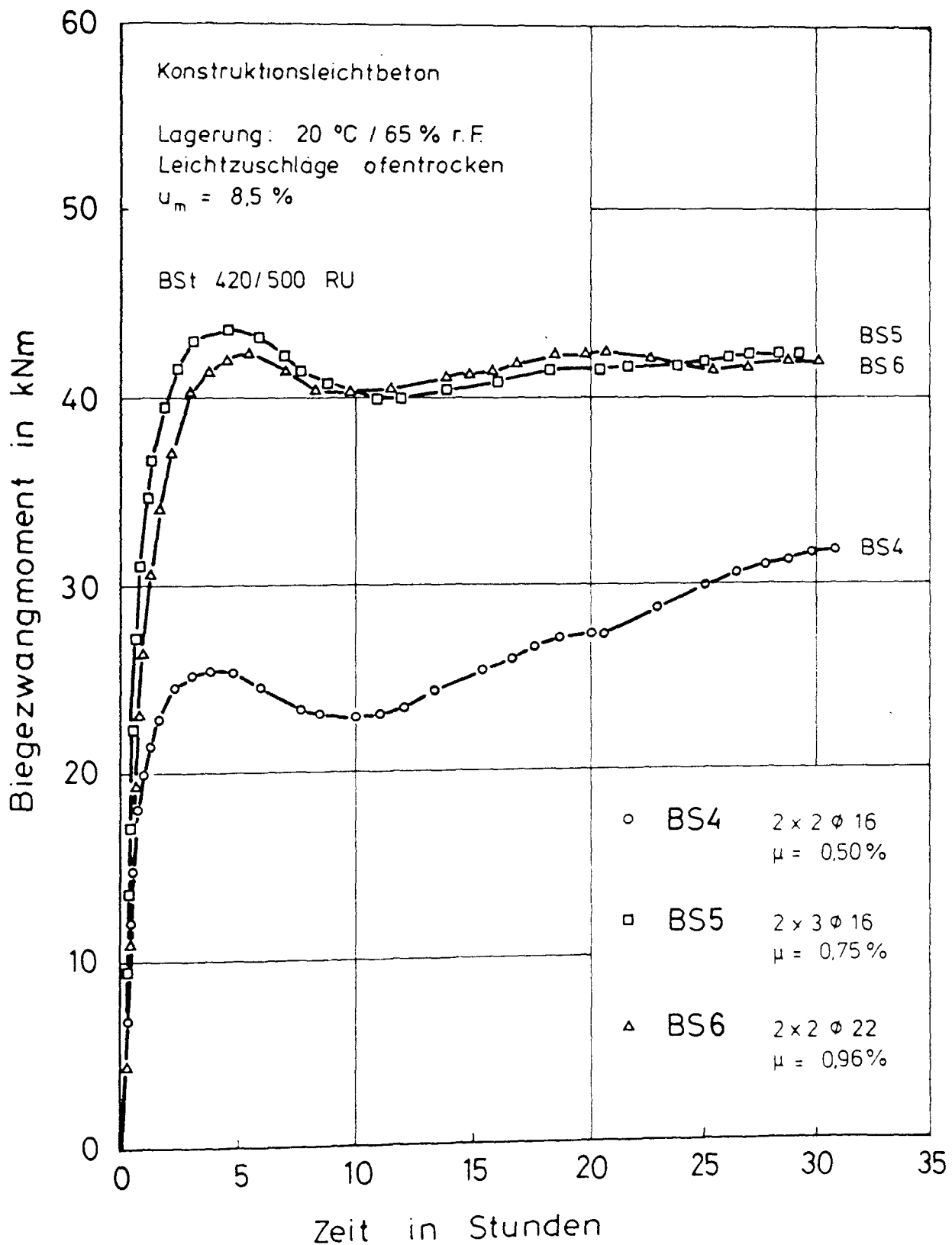


Bild 9.14: Gemessenes Biegezugmoment der normalgelagerten Versuchskörper BS4, BS5 und BS6 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit

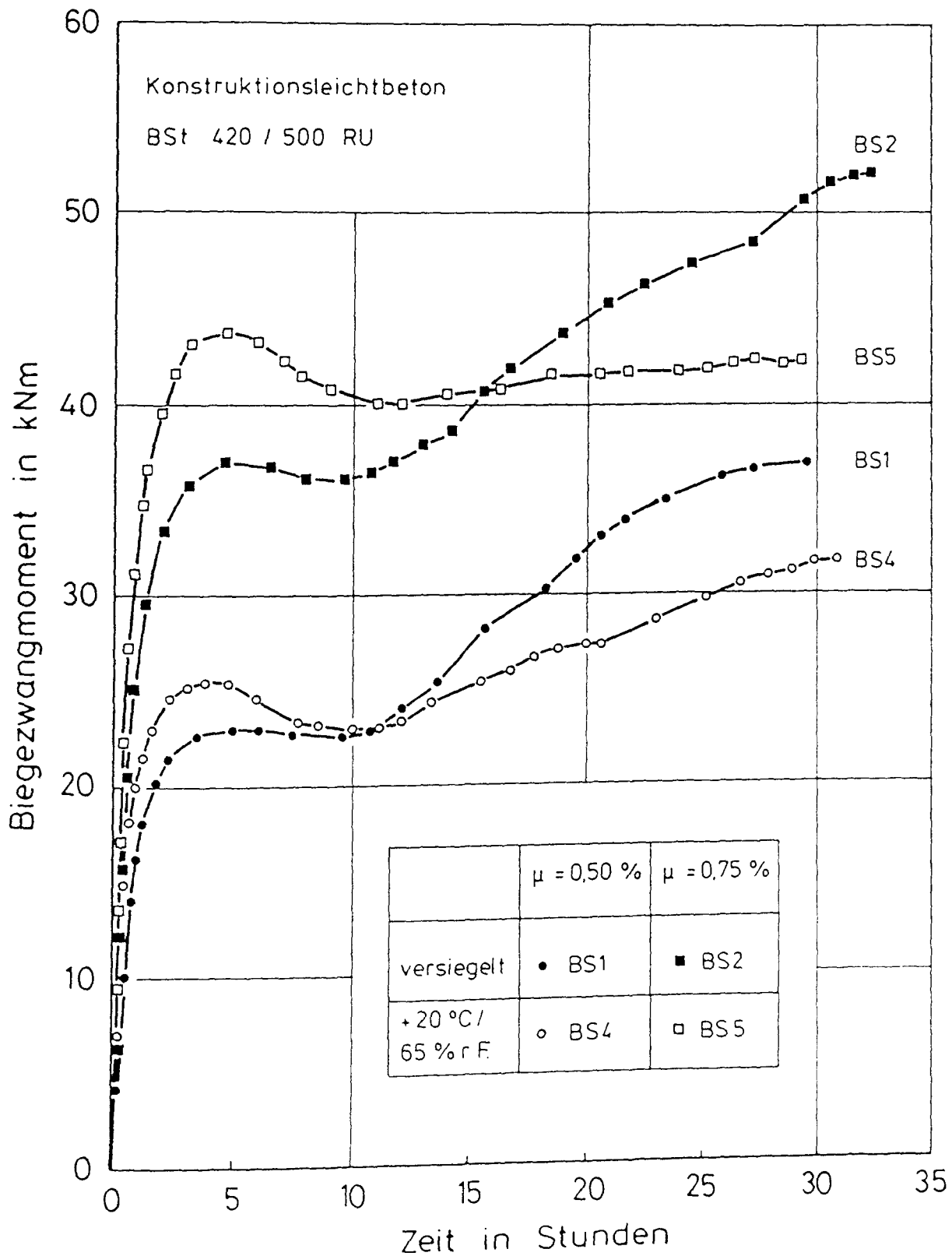


Bild 9.15: Gemessenes Biegezwangmoment infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Einfluß der Lagerung und des Bewehrungsgrades

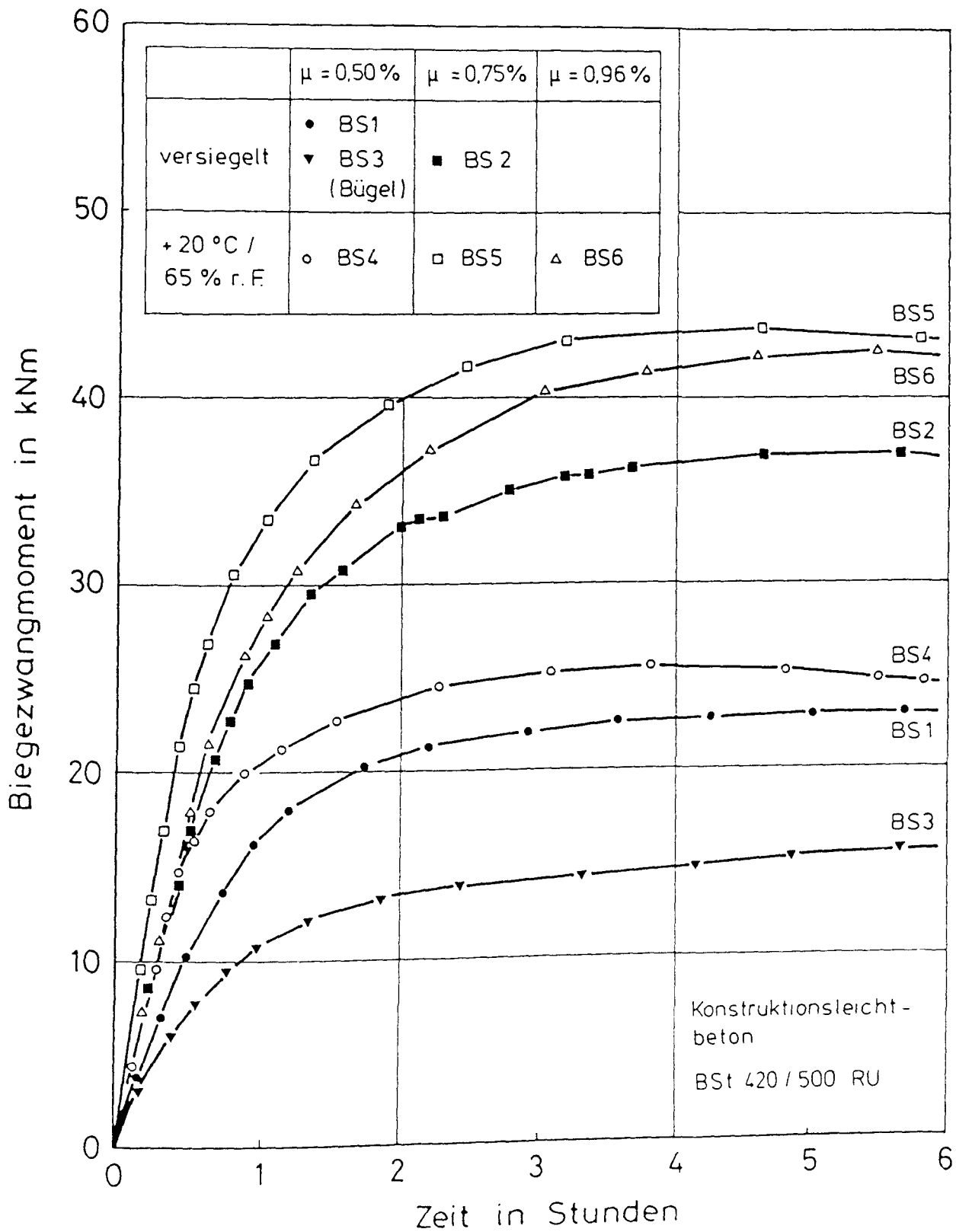


Bild 9.16: Gemessenes Biegezugmoment infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit (0 bis 6 Stunden)

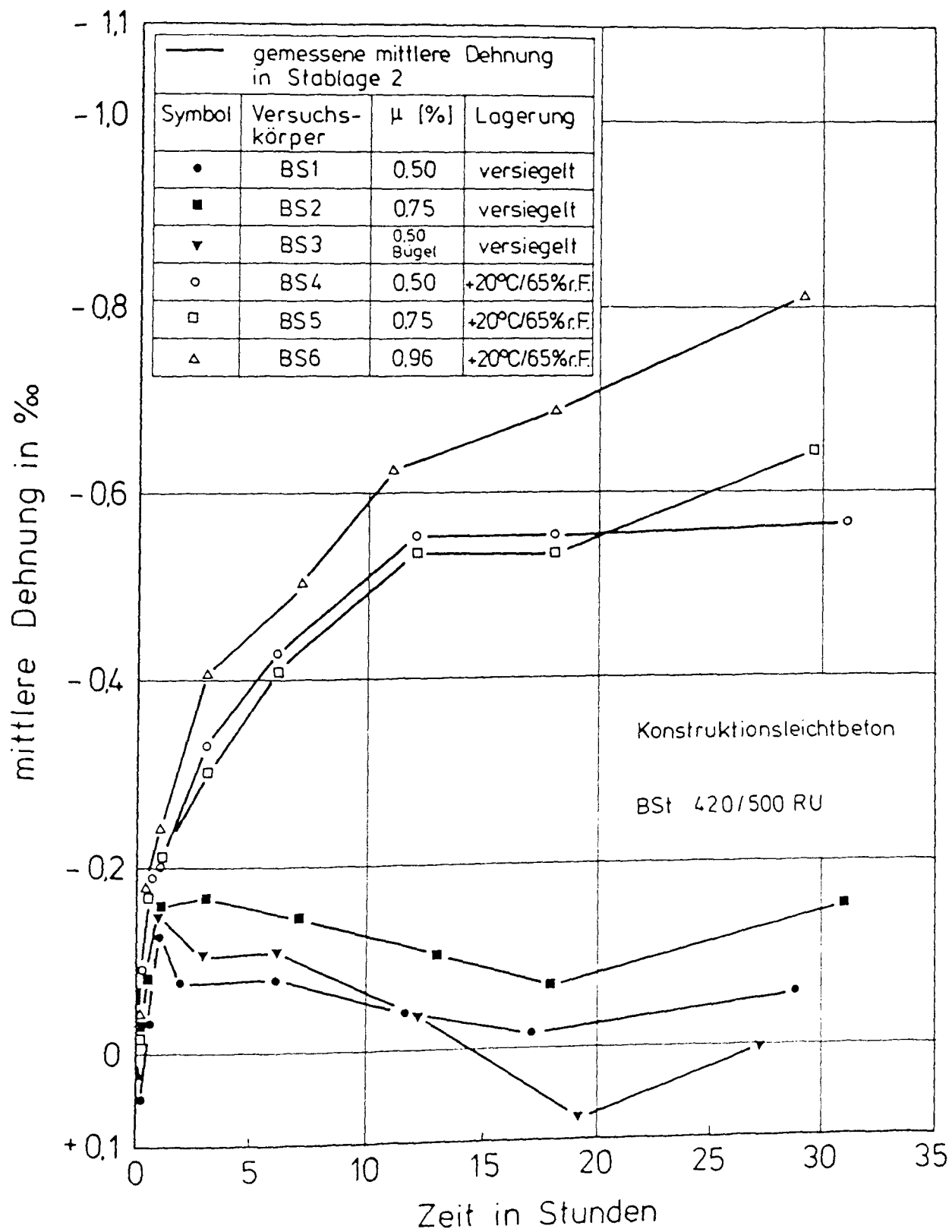


Bild 9.17: Gemessene mittlere Dehnung in Bewehrungslage 2 der Versuchskörper BS1 bis BS6 in Abhängigkeit von der Kühlzeit

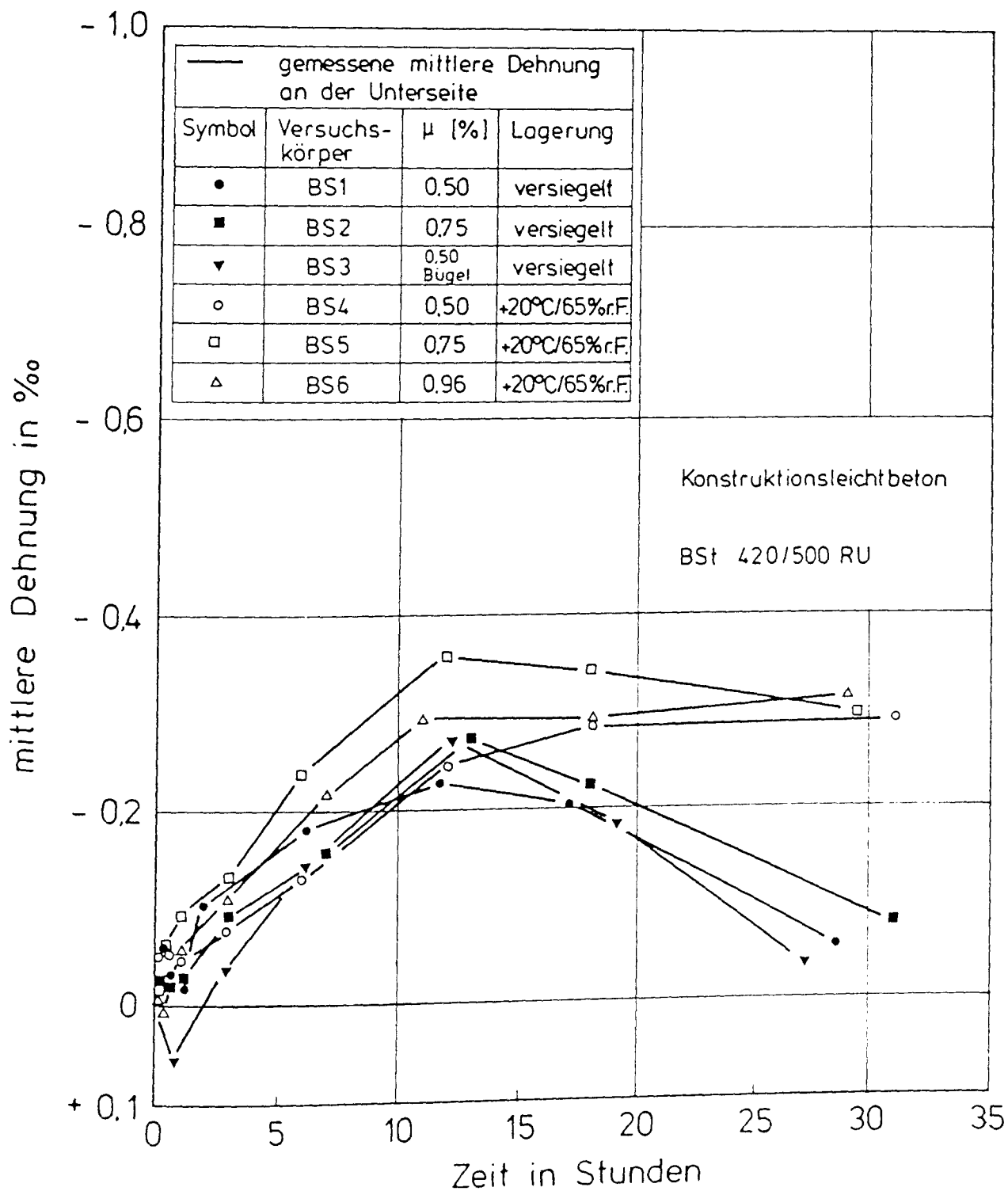


Bild 9.18: Gemessene mittlere Dehnung an der Unterseite der Versuchskörper BS1 bis BS6 in Abhängigkeit von der Kühlzeit

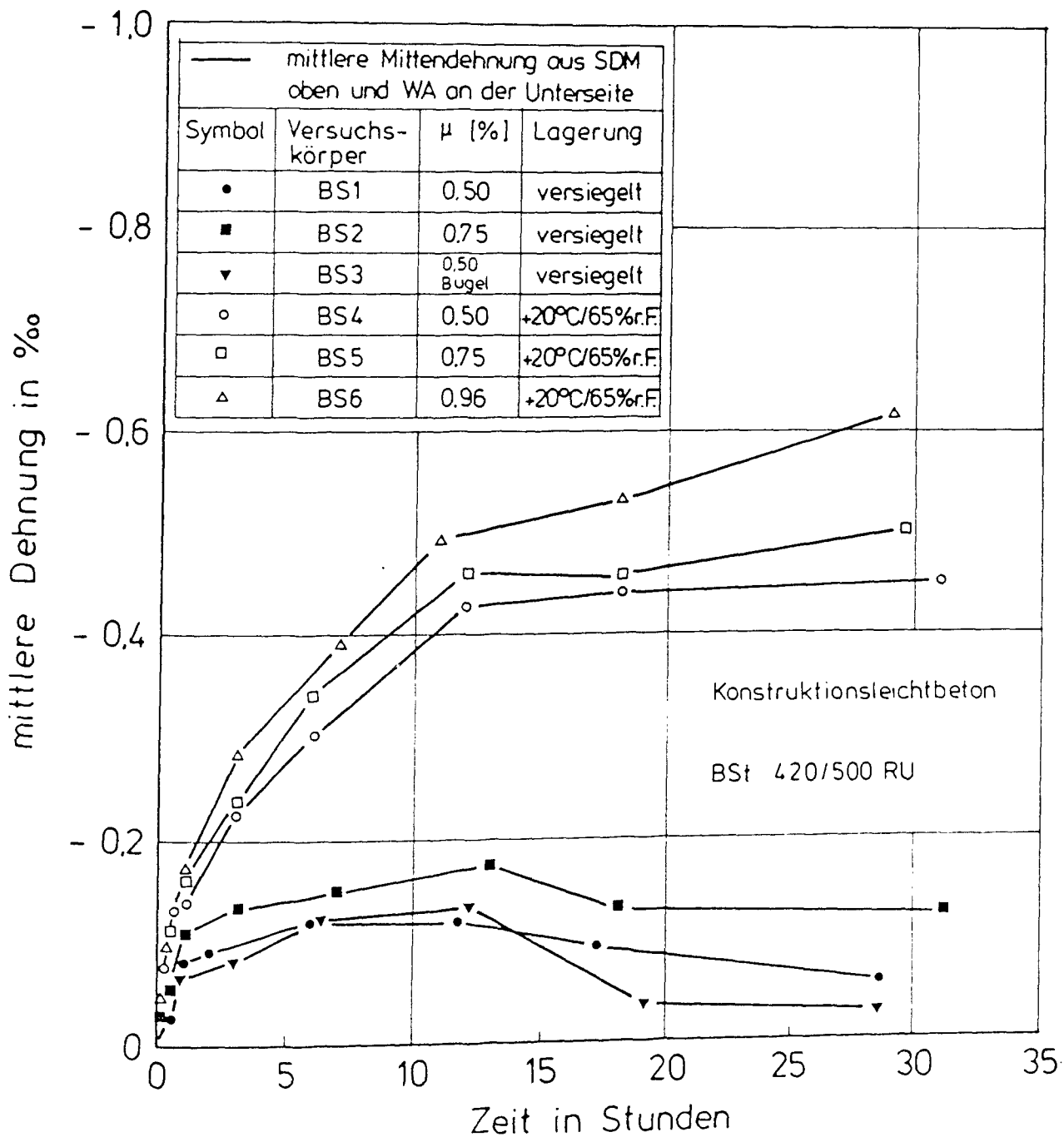


Bild 9.19: Gemessene mittlere Mittendehnung der Versuchskörper BS1 bis BS6 in Abhängigkeit von der Kühlzeit

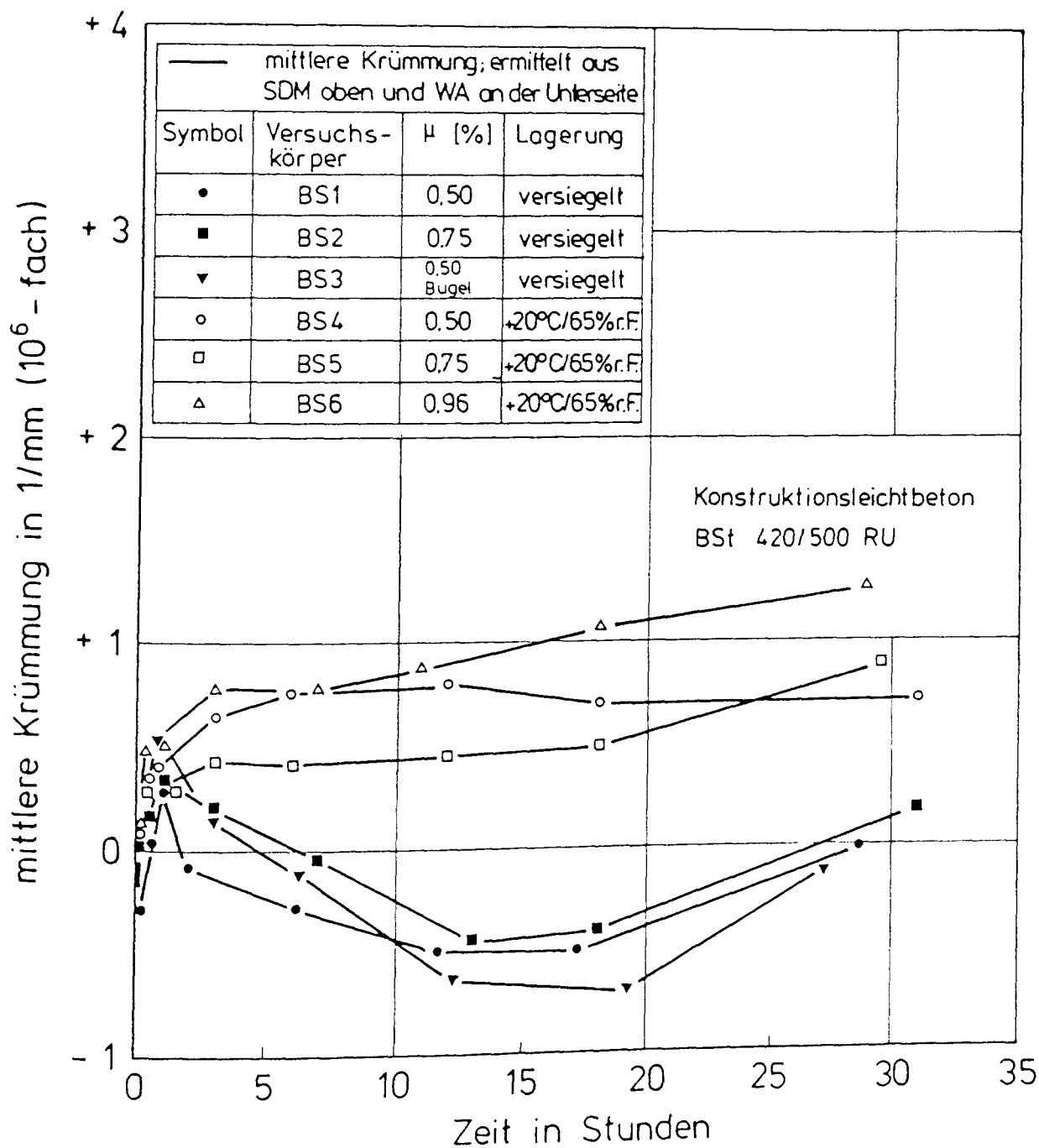
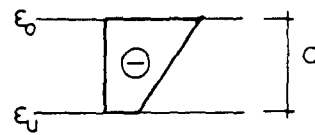


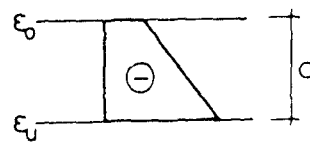
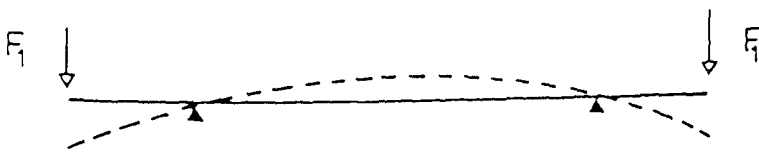
Bild 9.20: Gemessene mittlere Krümmung der Versuchskörper BS1 bis BS6 in Abhängigkeit von der Kühlzeit

Positive mittlere Krümmung

mittlere Dehnung



Negative mittlere Krümmung



$$\kappa = \frac{\epsilon_u - \epsilon_o}{d}$$

Bild 9.21: Vorzeichenregelung für die mittlere Krümmung

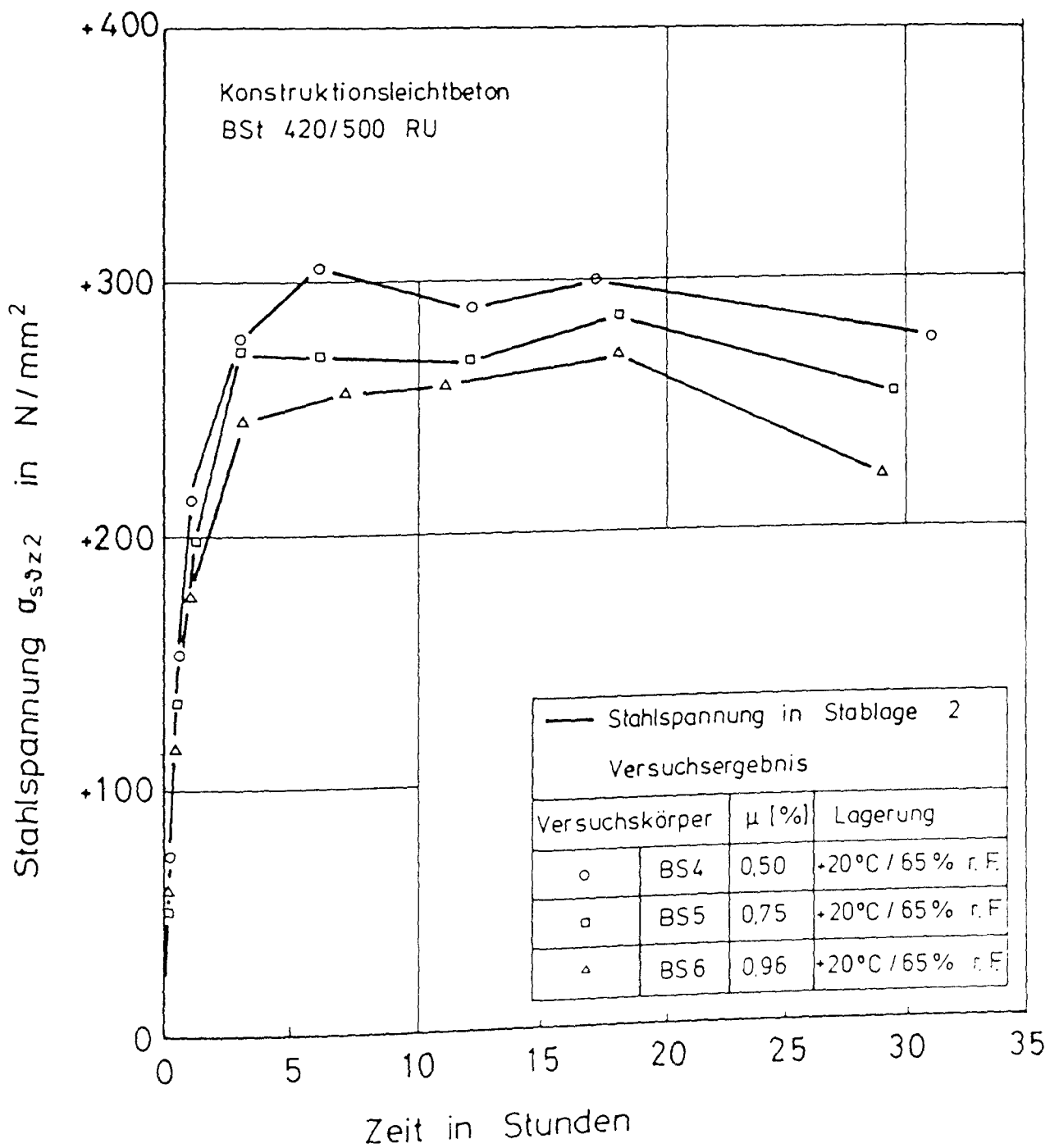


Bild 9.22: Gemessene Stahlspannung in Bewehrungslage 2 der Versuchskörper BS4, BS5 und BS6 (Normallagerung) in Abhängigkeit von der Kühlzeit

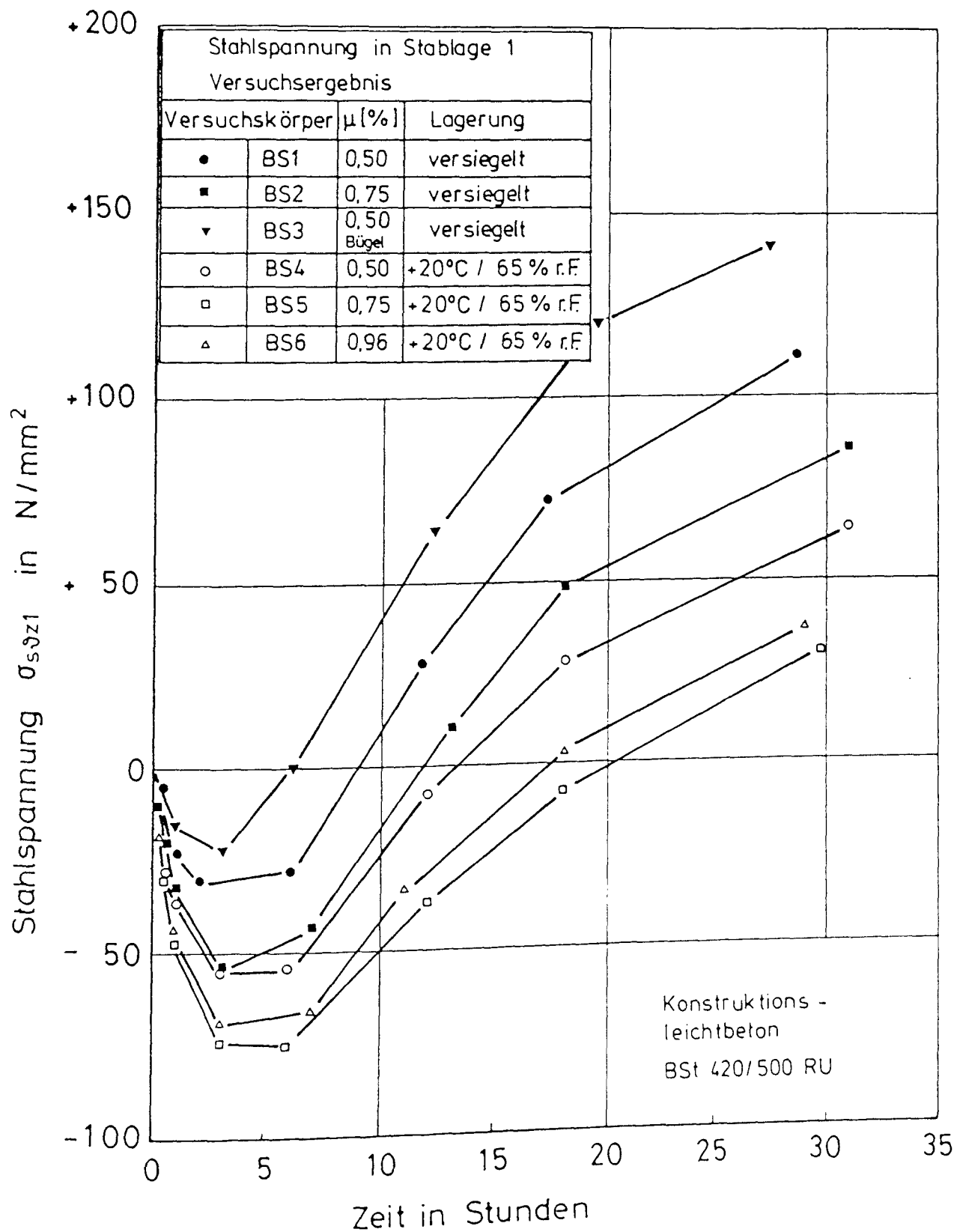


Bild 9.23: Gemessene Stahlspannung in Bewehrungslage 1 der Versuchskörper BS1 bis BS6 in Abhängigkeit von der Kühlzeit

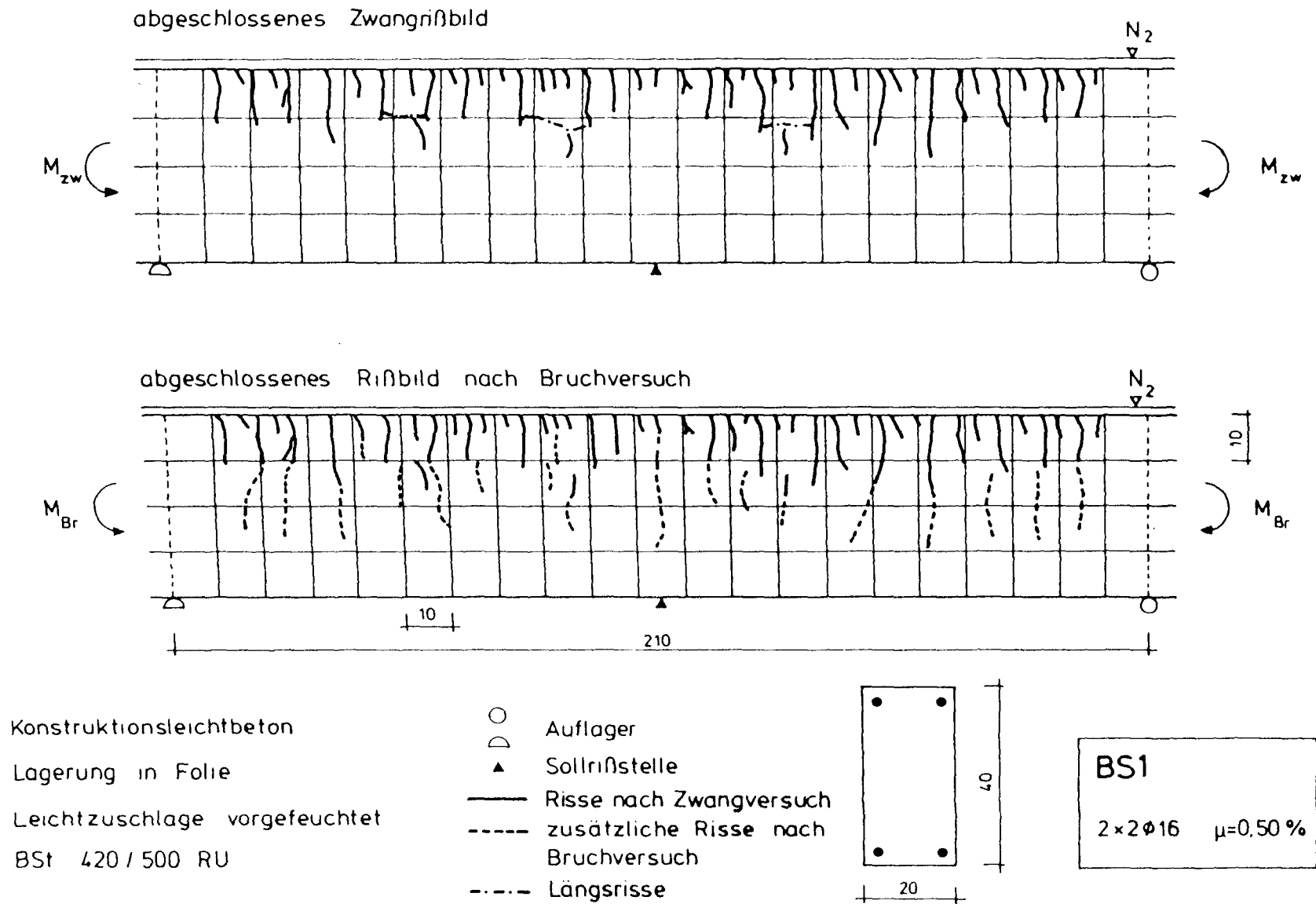


Bild 9.24: Abgeschlossenes Zwangrißbild und abgeschlossenes Rißbild nach dem Bruchversuch von Versuchskörper BS1

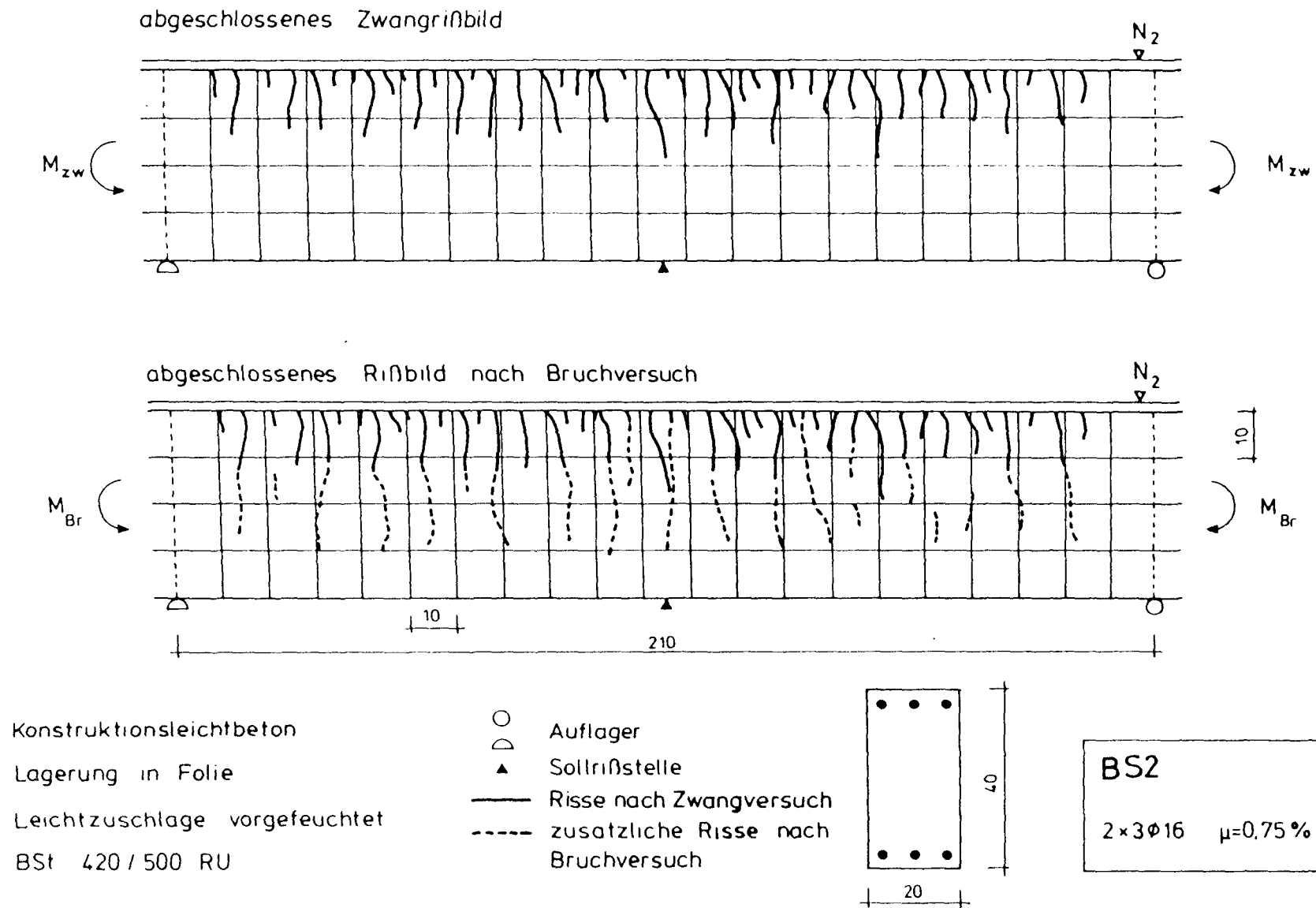


Bild 9.25: Abgeschlossenes Zwangrißbild und abgeschlossenes Rißbild nach dem Bruchversuch von Versuchskörper BS2

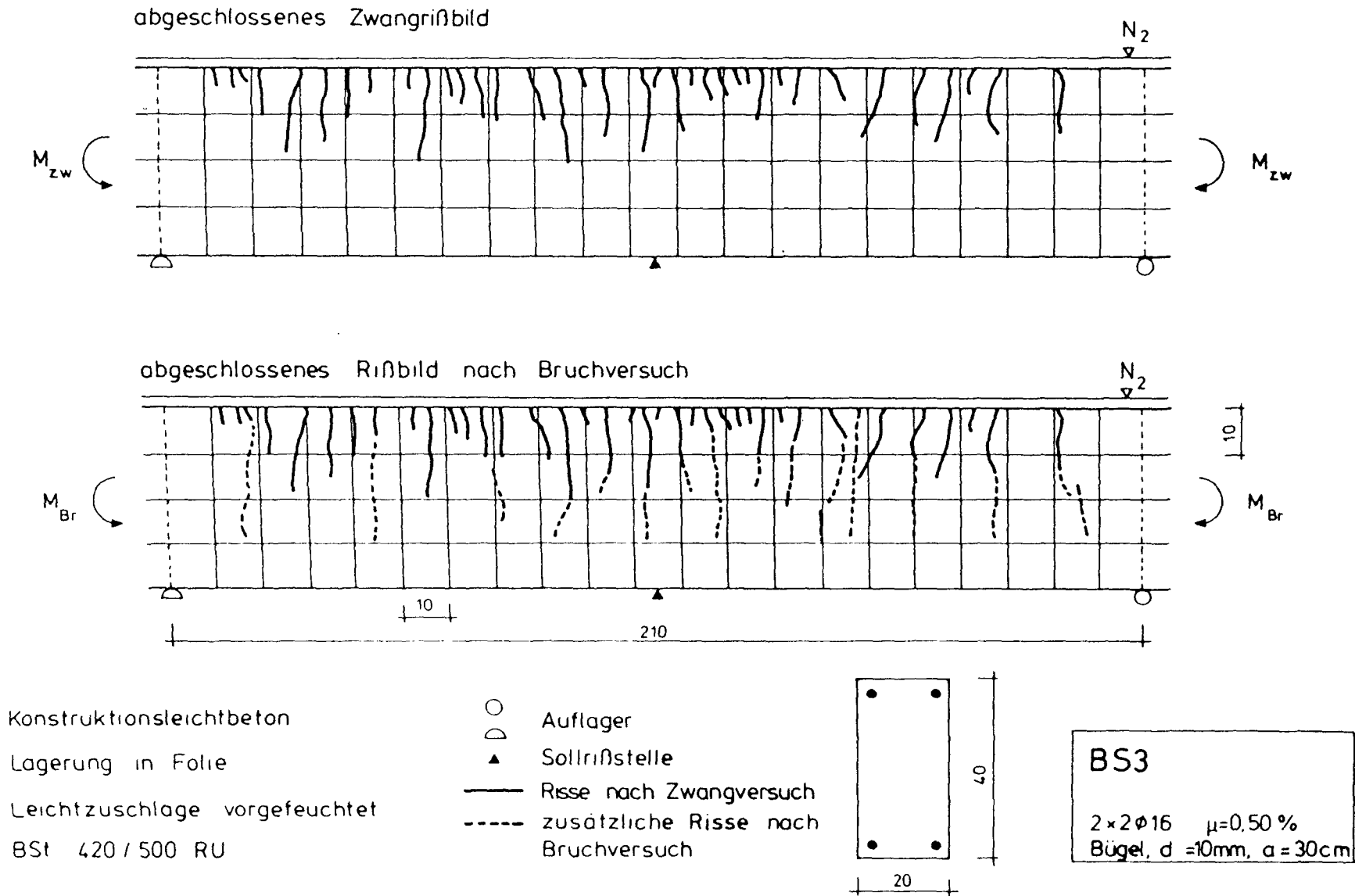


Bild 9.26: Abgeschlossenes Zwangrißbild und abgeschlossenes Rißbild nach dem Bruchversuch von Versuchskörper BS3

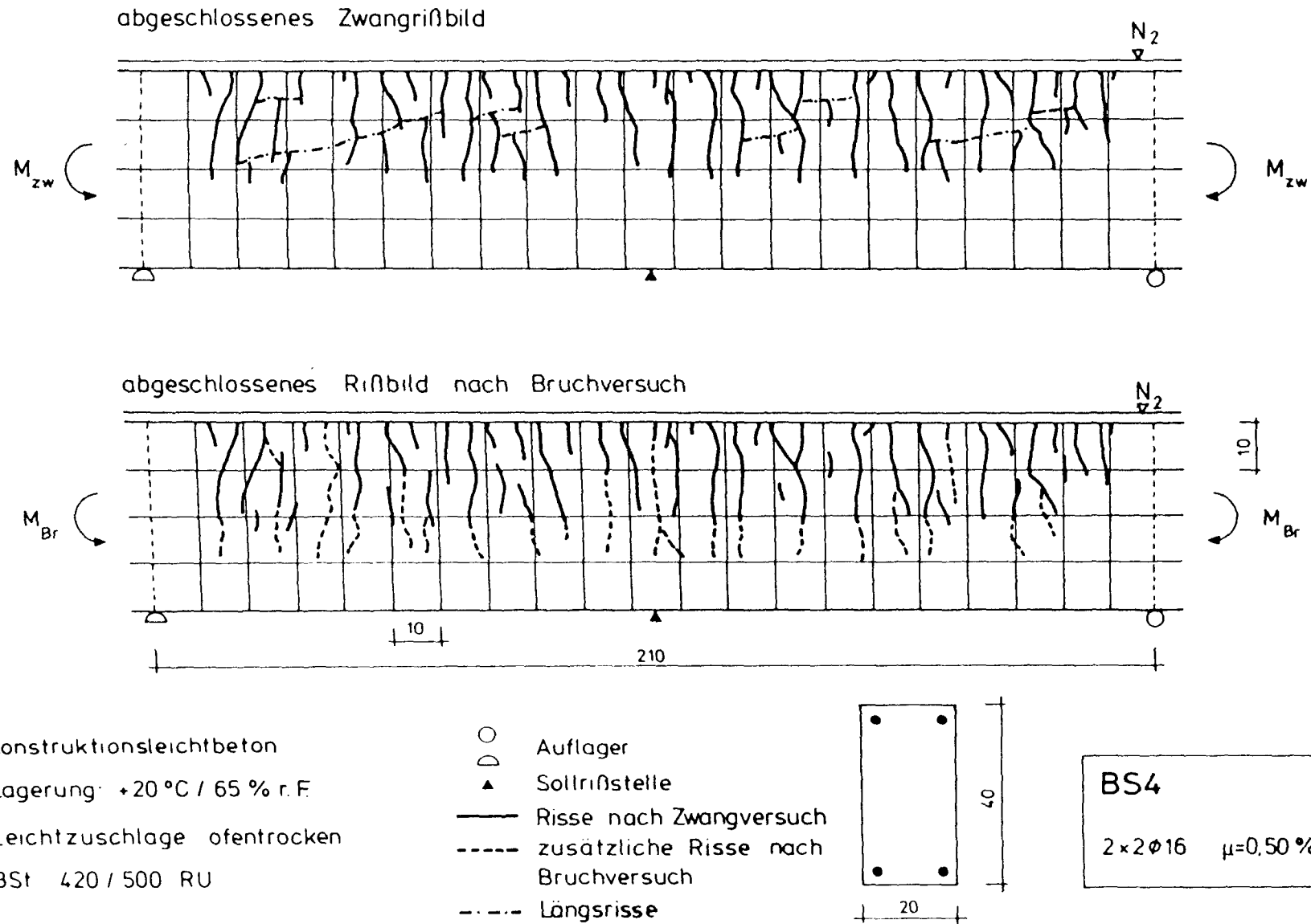


Bild 9.27: Abgeschlossenes Zwangrißbild und abgeschlossenes Rißbild nach dem Bruchversuch von Versuchskörper BS4

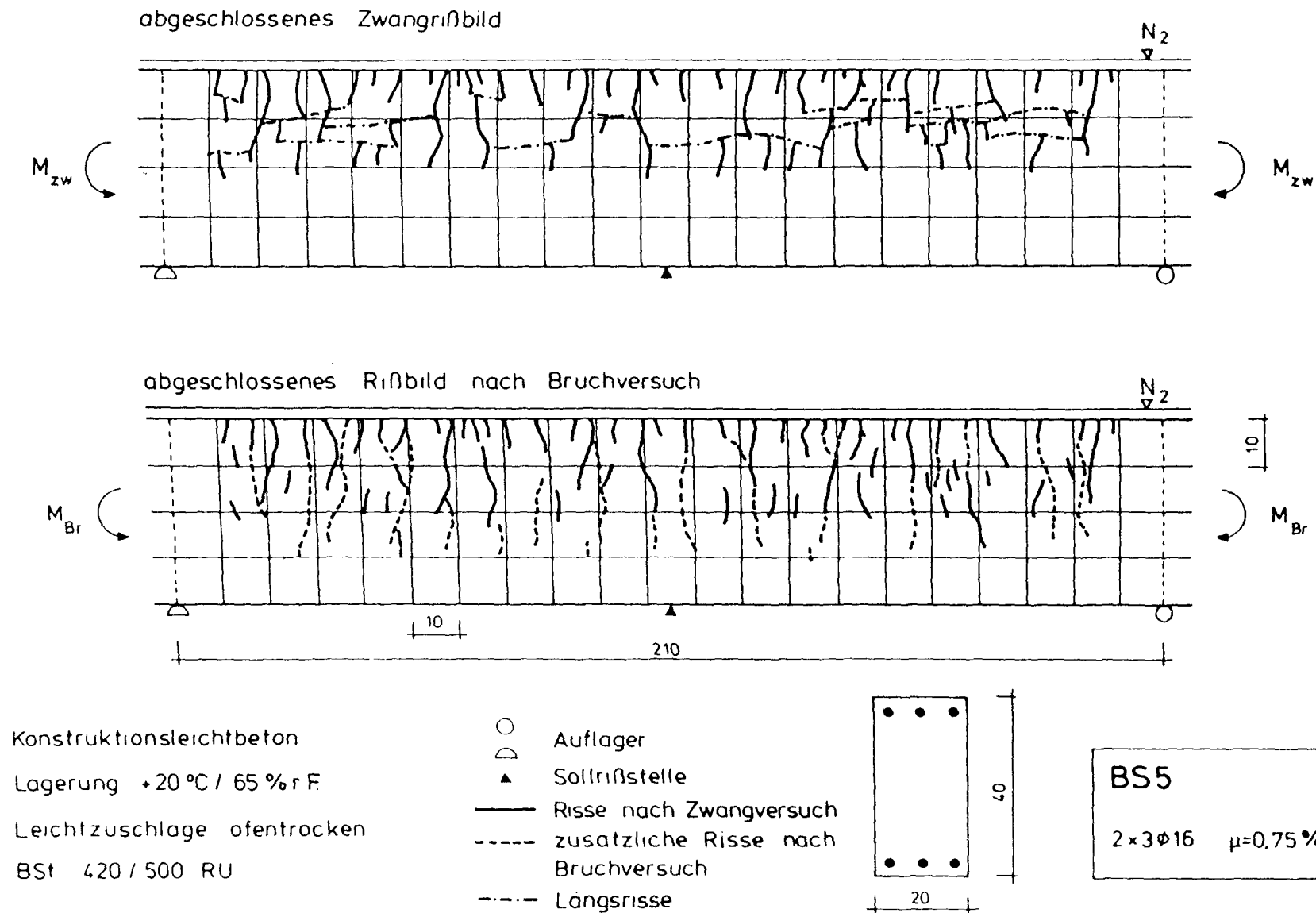


Bild 9.28: Abgeschlossenes Zwangrißbild und abgeschlossenes Rißbild nach dem Bruchversuch von Versuchskörper BS5

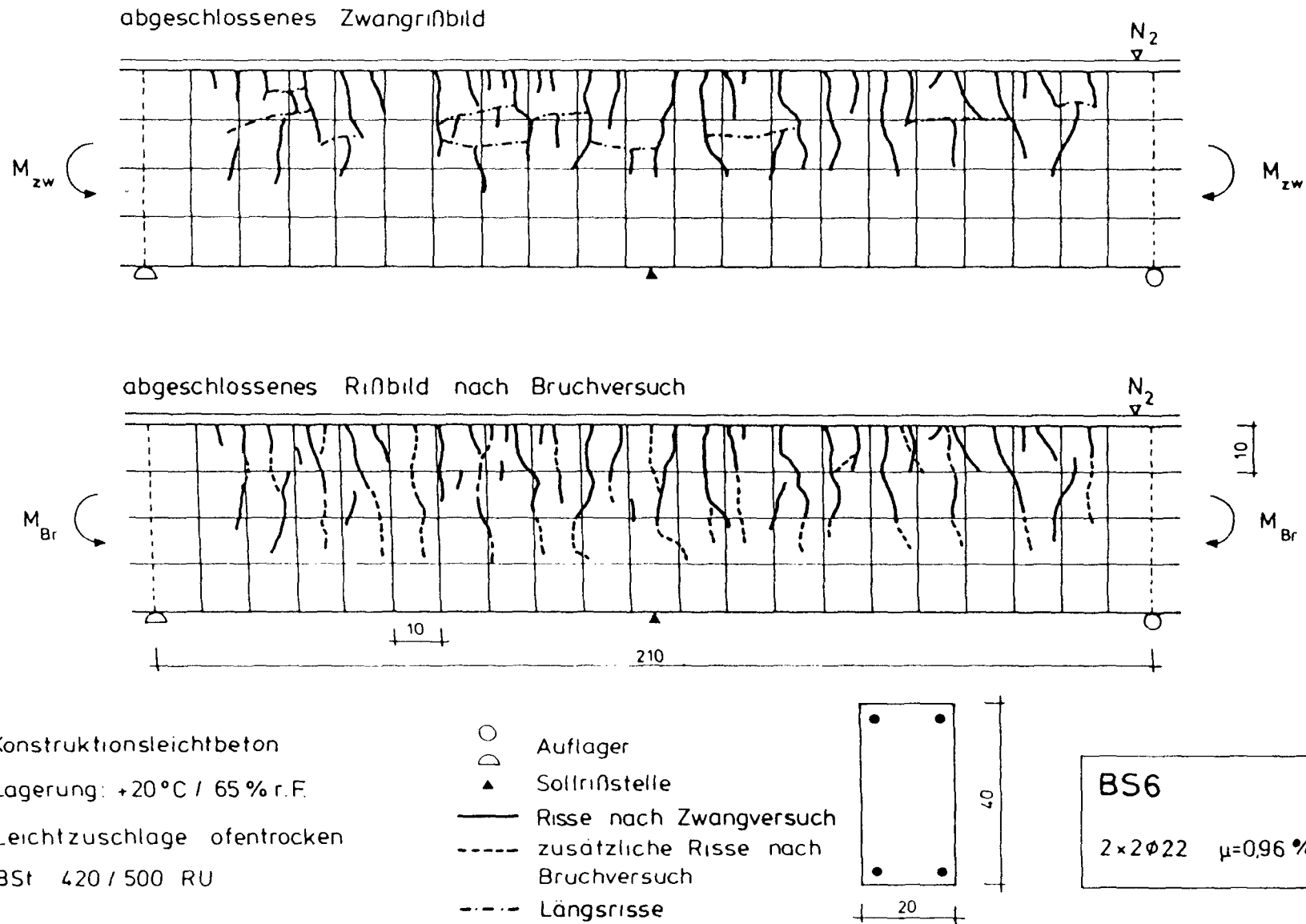
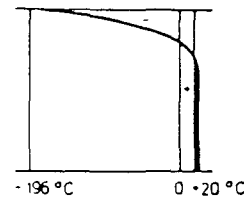
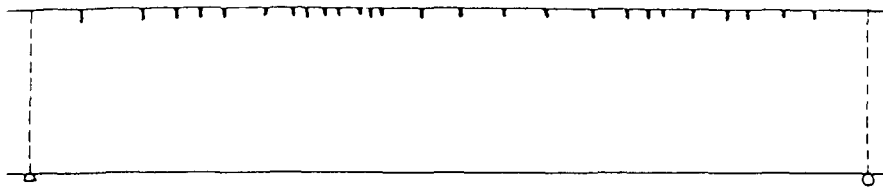


Bild 9.29: Abgeschlossenes Zwangrißbild und abgeschlossenes Rißbild nach dem Bruchversuch von Versuchskörper BS6

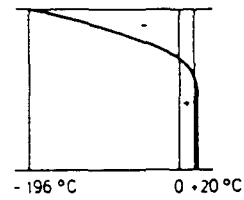
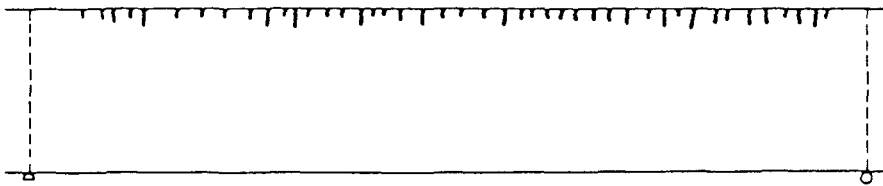
Rißbildung

Temperaturverteilung

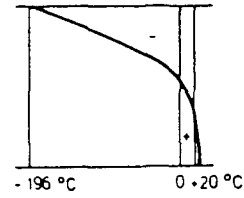
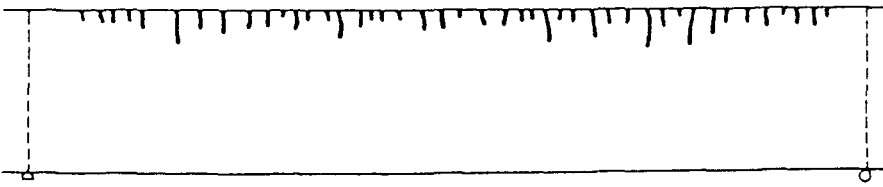
Biegezug-
moment [kNm]
Zeit [Std]



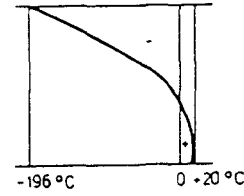
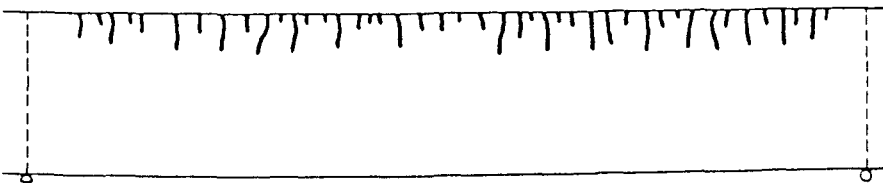
14,6
0,83



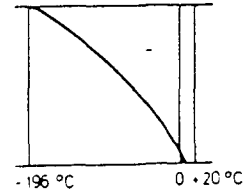
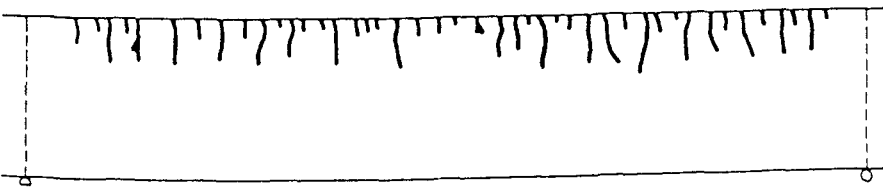
20,0
1,67



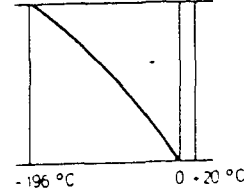
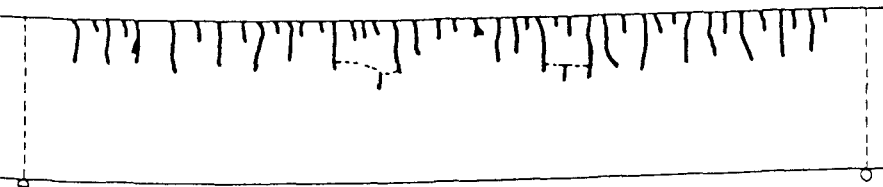
22,6
3,75



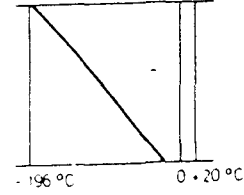
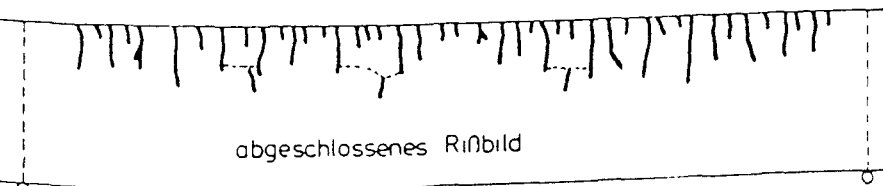
23,0
6,08



23,8
12,0



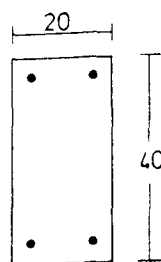
28,8
16,42



36,7
29,58

abgeschlossenes Rißbild

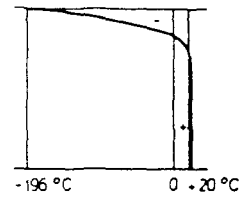
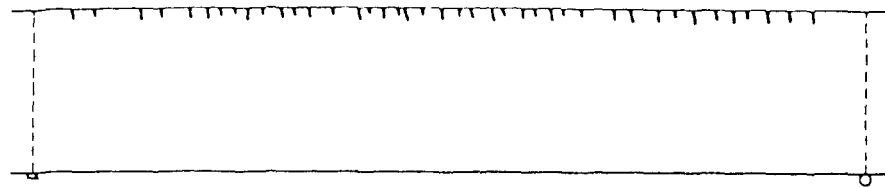
Konstruktionsleichtbeton
Lagerung in Folie
Leichtzuschläge vorgefeuchtet
BSI 420 / 500 RU



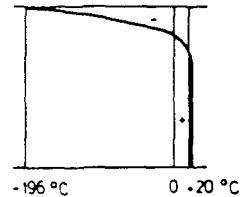
BS 1
2 x 2 ϕ 16 $\mu = 0,50 \%$

Rißbildung

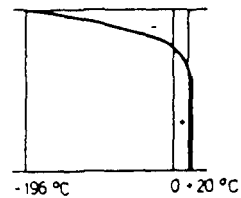
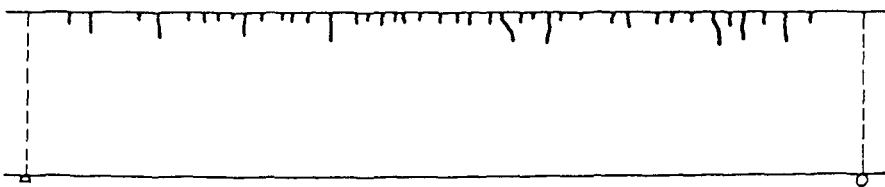
Temperaturverteilung Biegezug-
moment [kNm]
Zeit [Std]



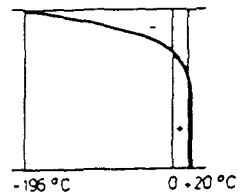
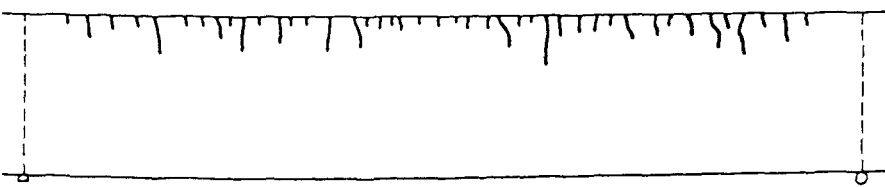
18,9
0,60



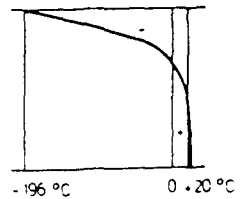
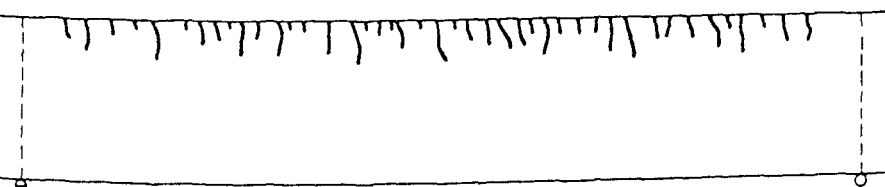
20,7
0,68



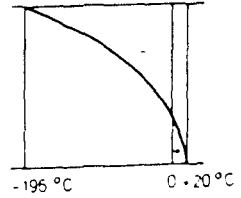
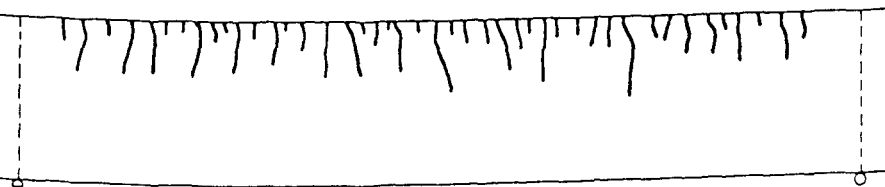
26,0
1,02



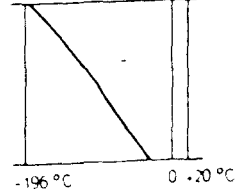
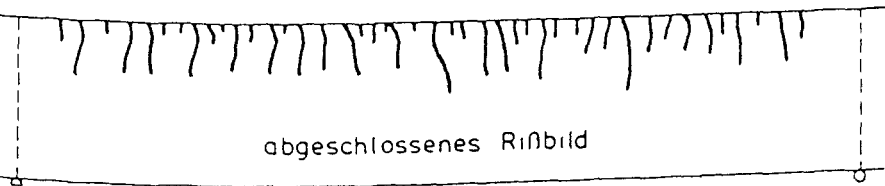
30,0
1,47



33,4
2,22



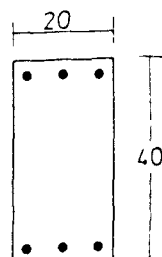
36,5
6,65



52,0
32,43

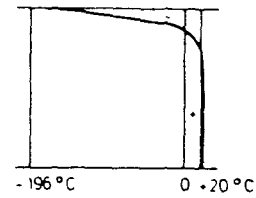
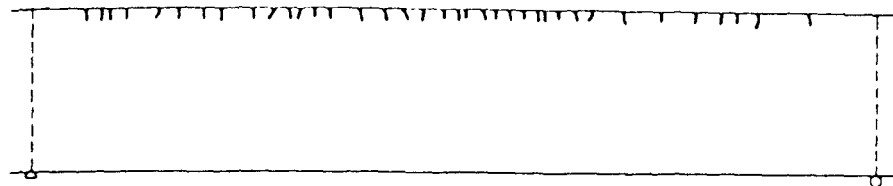
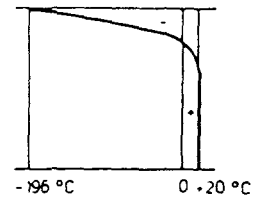
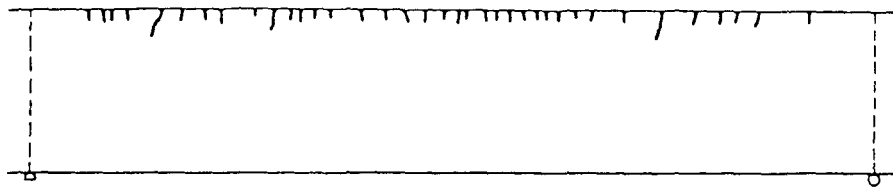
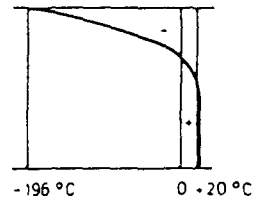
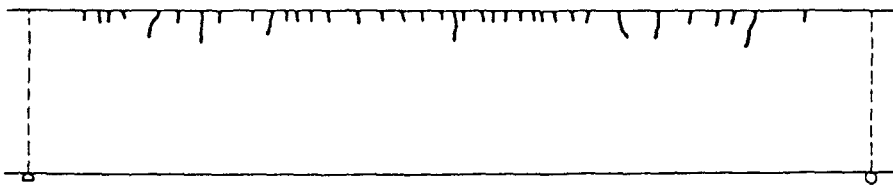
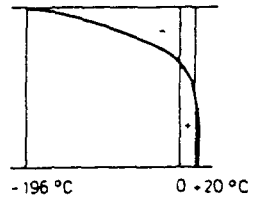
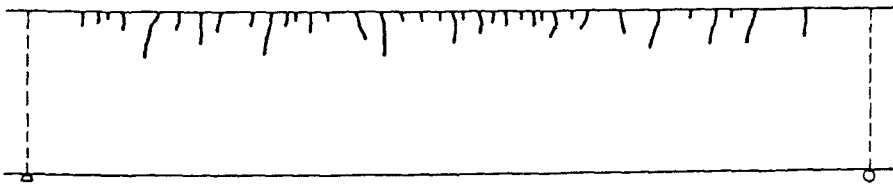
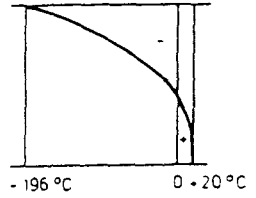
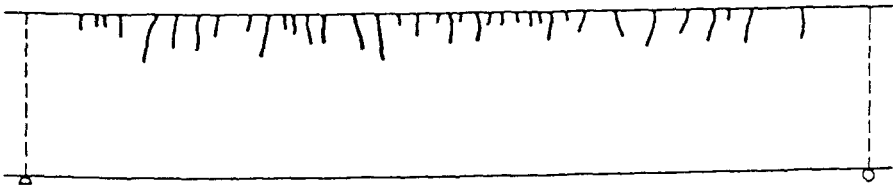
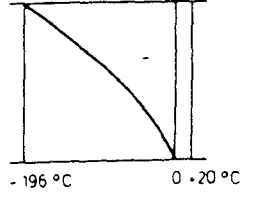
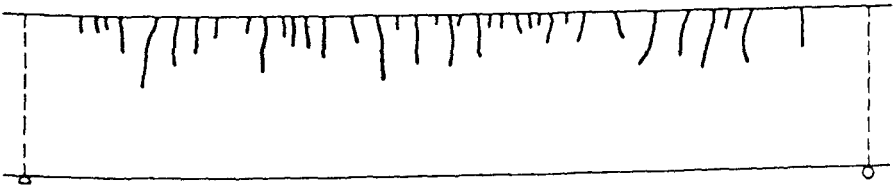
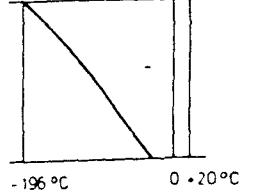
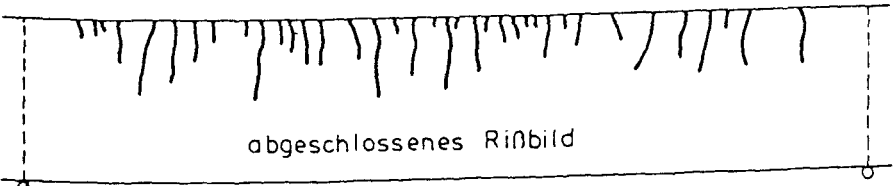
abgeschlossenes Rißbild

Konstruktionsleichtbeton
Lagerung in Folie
Leichtzuschläge vorgefeuchtet
BSf 420/500 RU



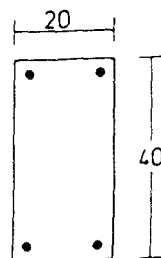
BS 2

2 x 3 ϕ 16 $\mu = 0,75\%$

8.0
0.6010.6
1.0012.6
1.6013.7
2.4015.3
5.1023.5
12.6742.1
27.0

abgeschlossenes Rißbild

Konstruktionsleichtbeton
Lagerung in Folie
Leichtzuschläge vorgefeuchtet
BSt 420/500 RU



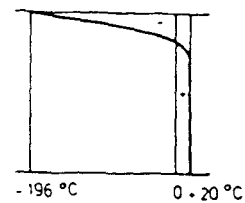
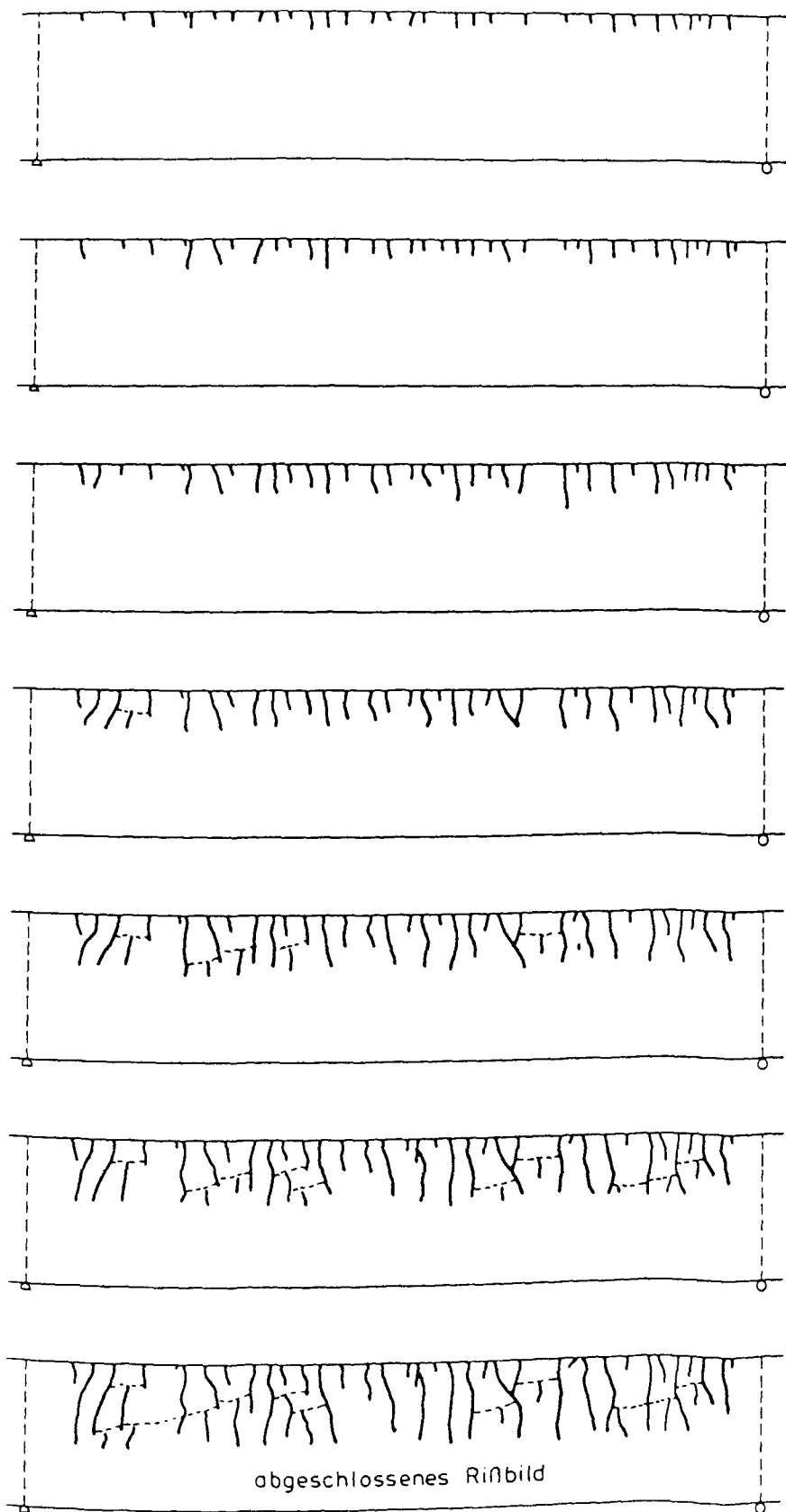
BS 3

2 x 2 ϕ 16 $\mu = 0,50 \%$ Bügel: $d_s = 10\text{mm}$, $a = 30\text{cm}$

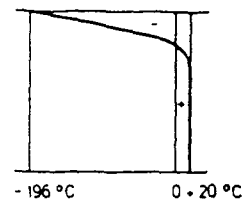
Bild 9.32: Entwicklung des Zwangrißbildes des Versuchskörpers BS3

Rißbildung

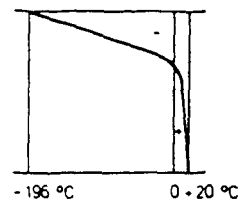
Temperaturverteilung Biegezug -
moment [kNm]
Zeit [Std]



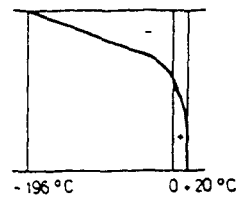
14,0
0,42



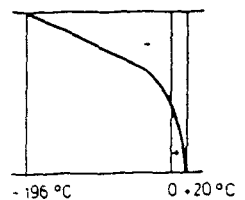
18,0
0,67



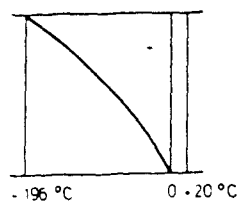
23,4
1,83



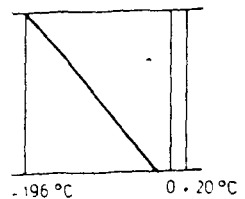
24,7
2,60



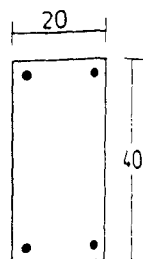
25,3
3,92



25,0
14,72



31,7
31,0



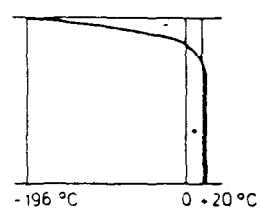
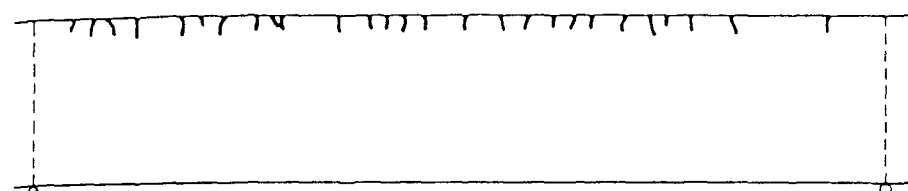
Konstruktionsleichtbeton
Lagerung + 20 °C / 65 % r.F.
Leichtzuschläge ofentrocken
BSI 420/500 RU

BS 4
2 x 2 ϕ 16 $\mu = 0,50\%$

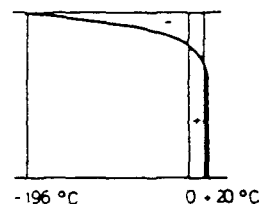
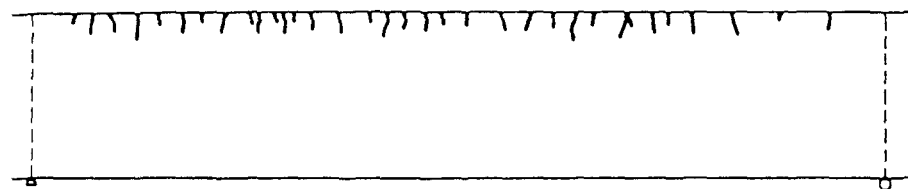
Bild 9.33: Entwicklung des Zwangrißbildes des Versuchskörpers BS4

Rißbildung

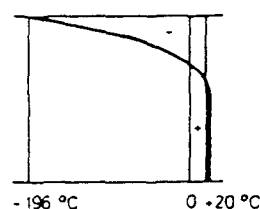
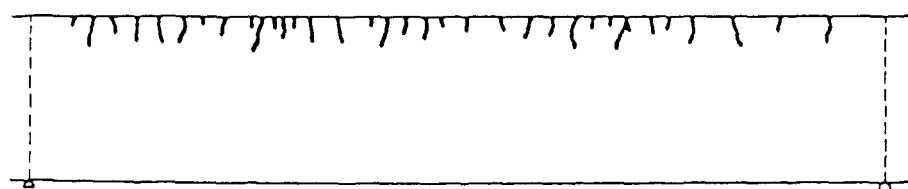
Temperaturverteilung Biegezug- moment [kNm] Zeit [Std]



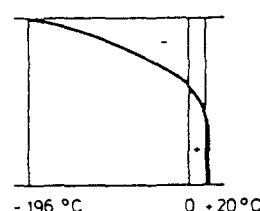
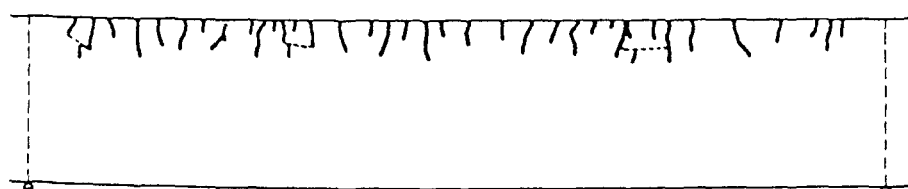
20,0
0,40



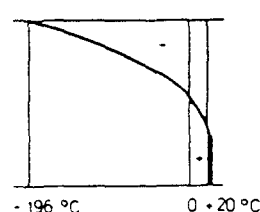
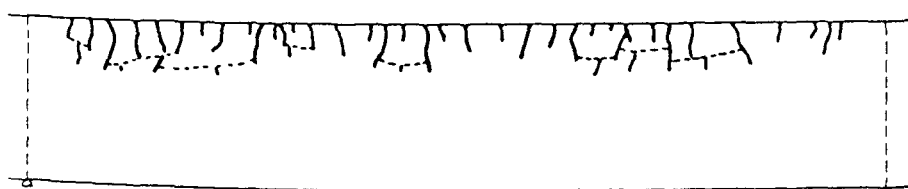
24,1
0,52



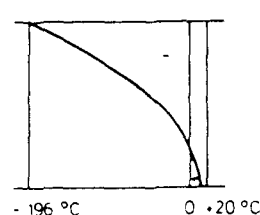
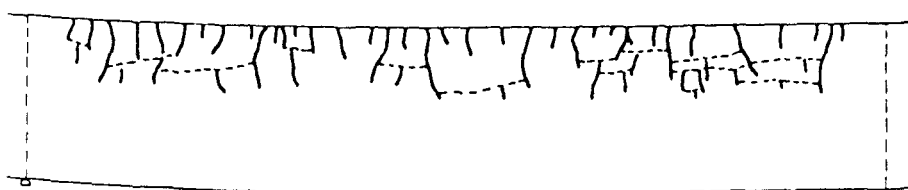
34,3
1,13



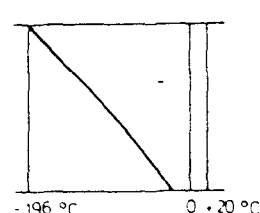
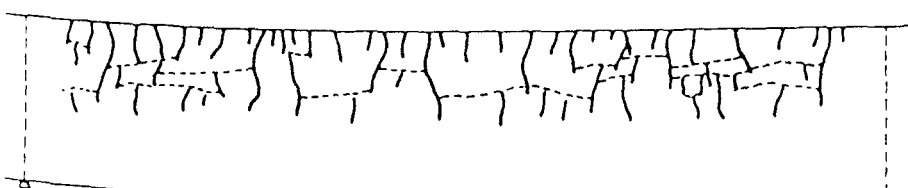
40,0
2,07



43,0
3,23

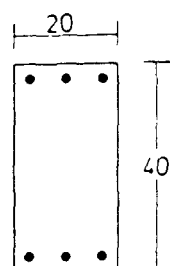


42,1
7,07



42,1
29,65

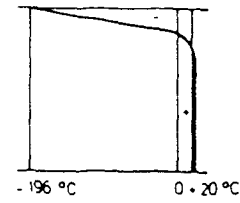
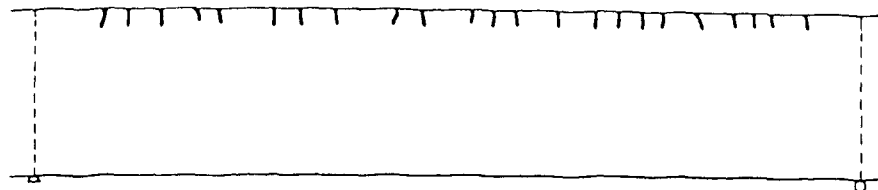
Konstruktionsleichtbeton
Lagerung + 20 °C / 65 % r. F.
Leichtzuschläge ofentrocken
BSf 420/500 RU



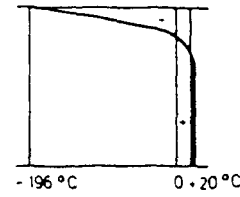
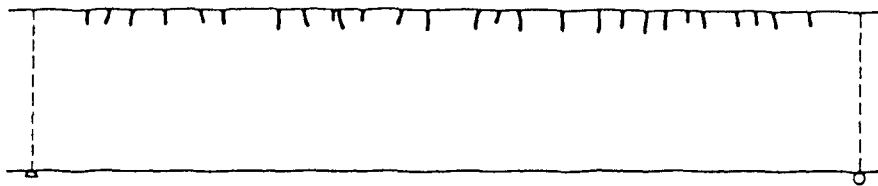
BS 5
2x3 ϕ 16 μ = 0,75 %

Rißbildung

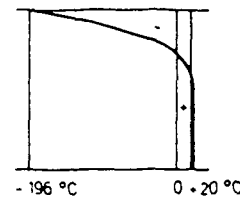
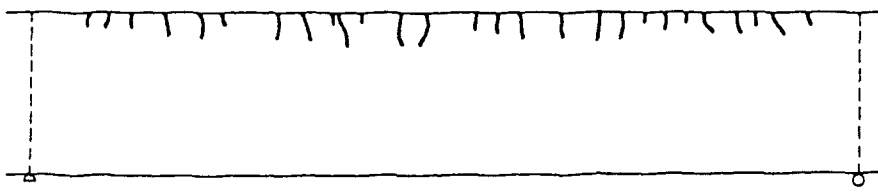
Temperaturverteilung Biegezug-
moment [kNm]
Zeit [Std.]



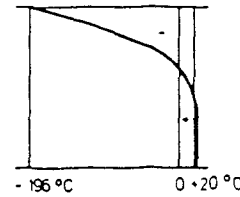
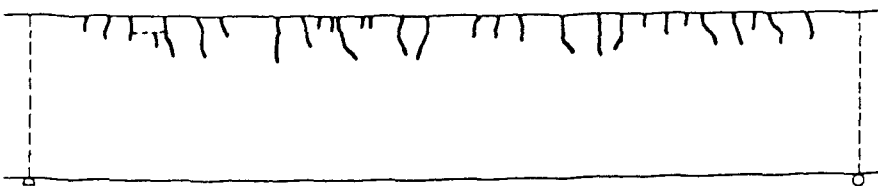
10,0
0,30



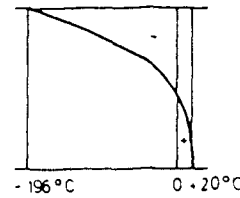
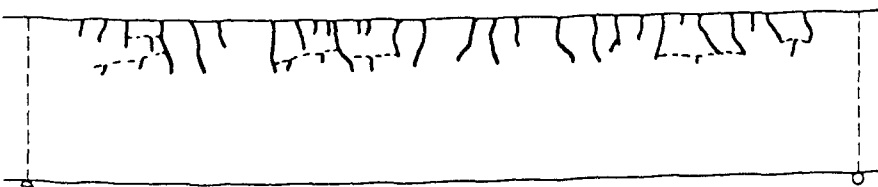
11,0
0,33



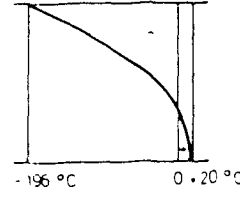
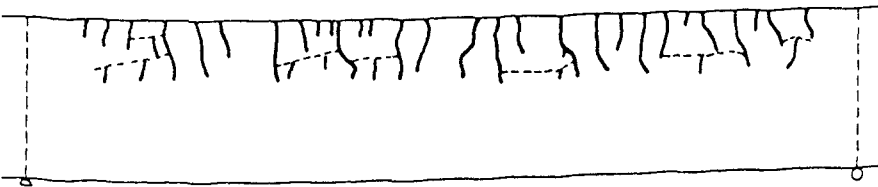
24,8
0,82



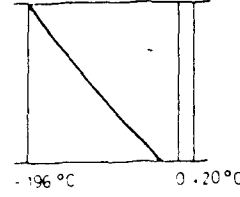
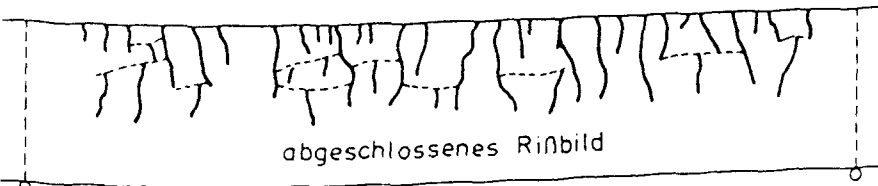
34,8
1,80



40,5
3,18

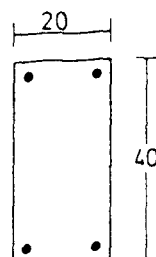


42,3
5,22



41,9
30,43

abgeschlossenes Rißbild



Konstruktionsleichtbeton
Lagerung: +20 °C / 65 % r. F.
Leichtzuschläge ofentrocken
BSt 420/500 RU

BS 6
2 x 2 ϕ 22 $\mu = 0,96 \%$

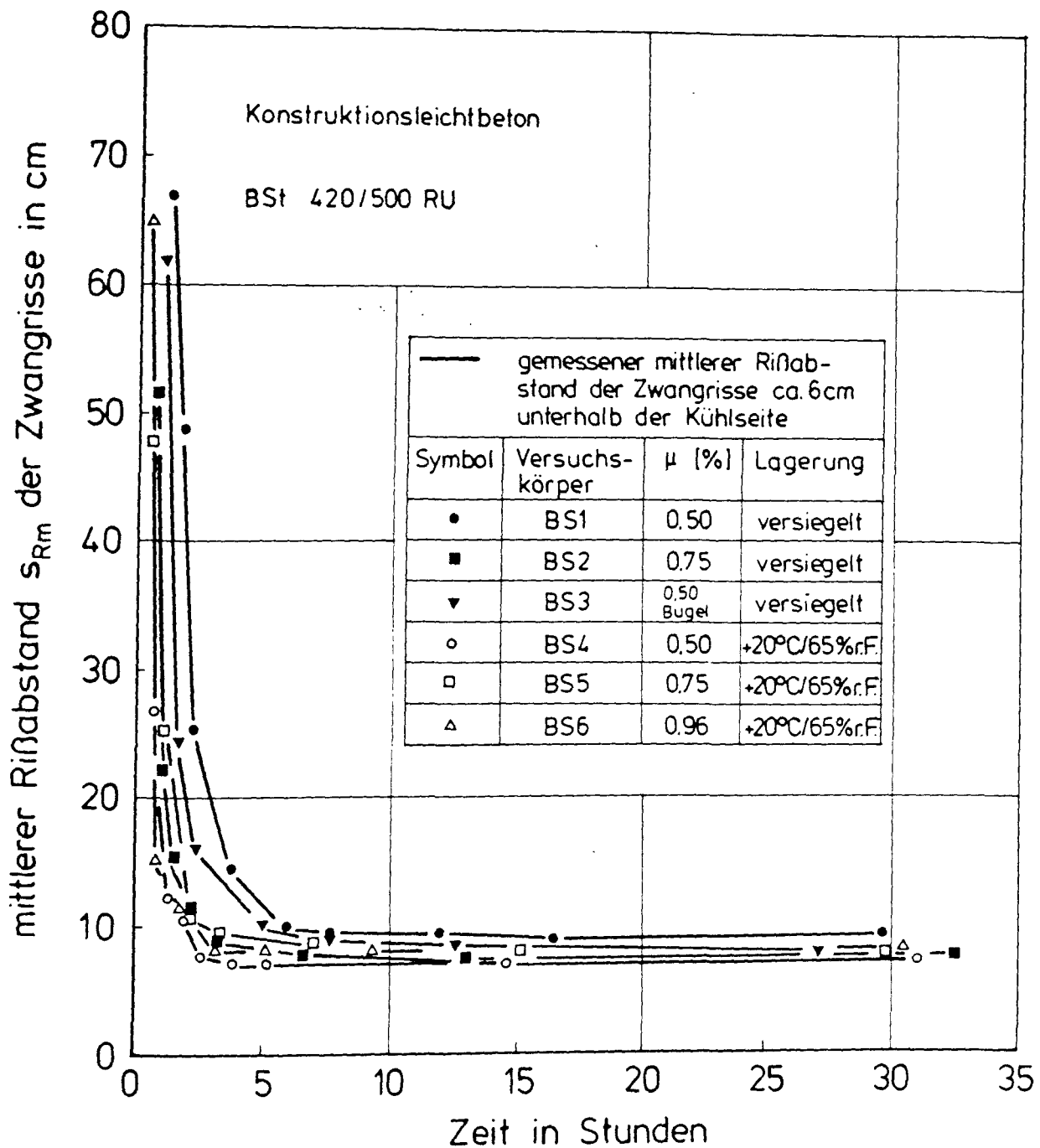


Bild 9.36: Entwicklung des mittleren Rißabstandes der Zwangrisse in Abhängigkeit von der Kühlzeit

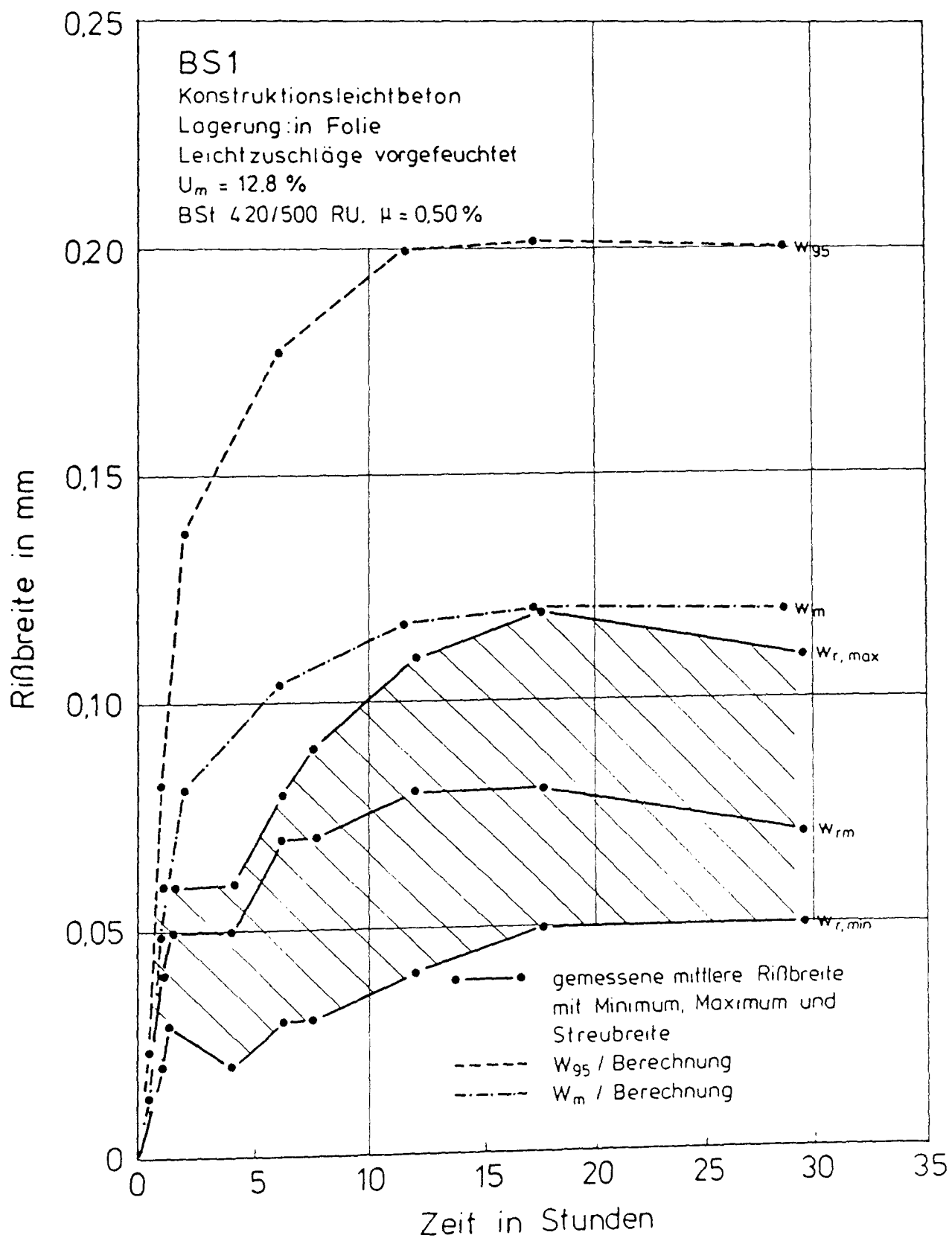


Bild 9.37: Rißbreite von Versuchskörper BS1 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

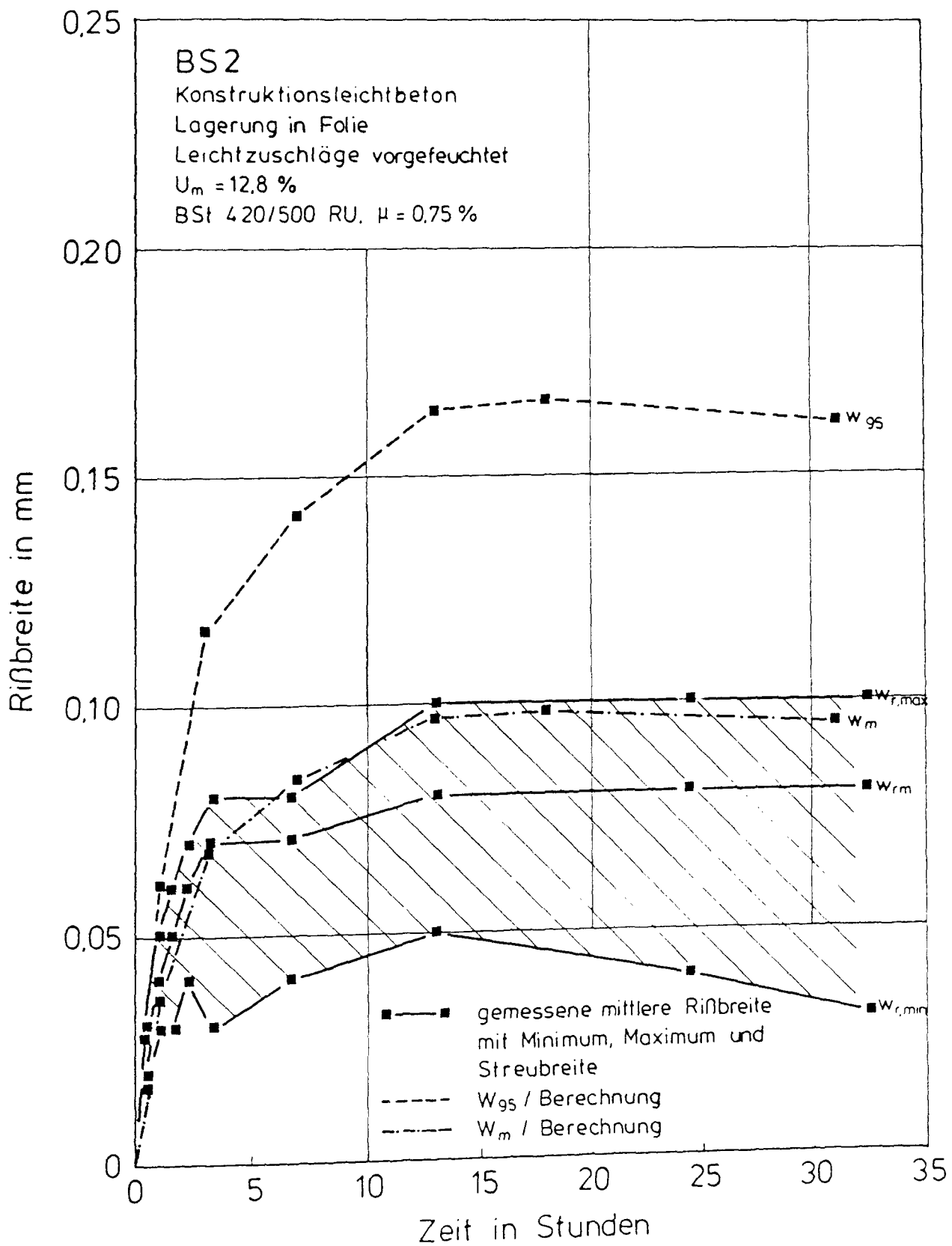


Bild 9.38: Rißbreite von Versuchskörper BS2 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

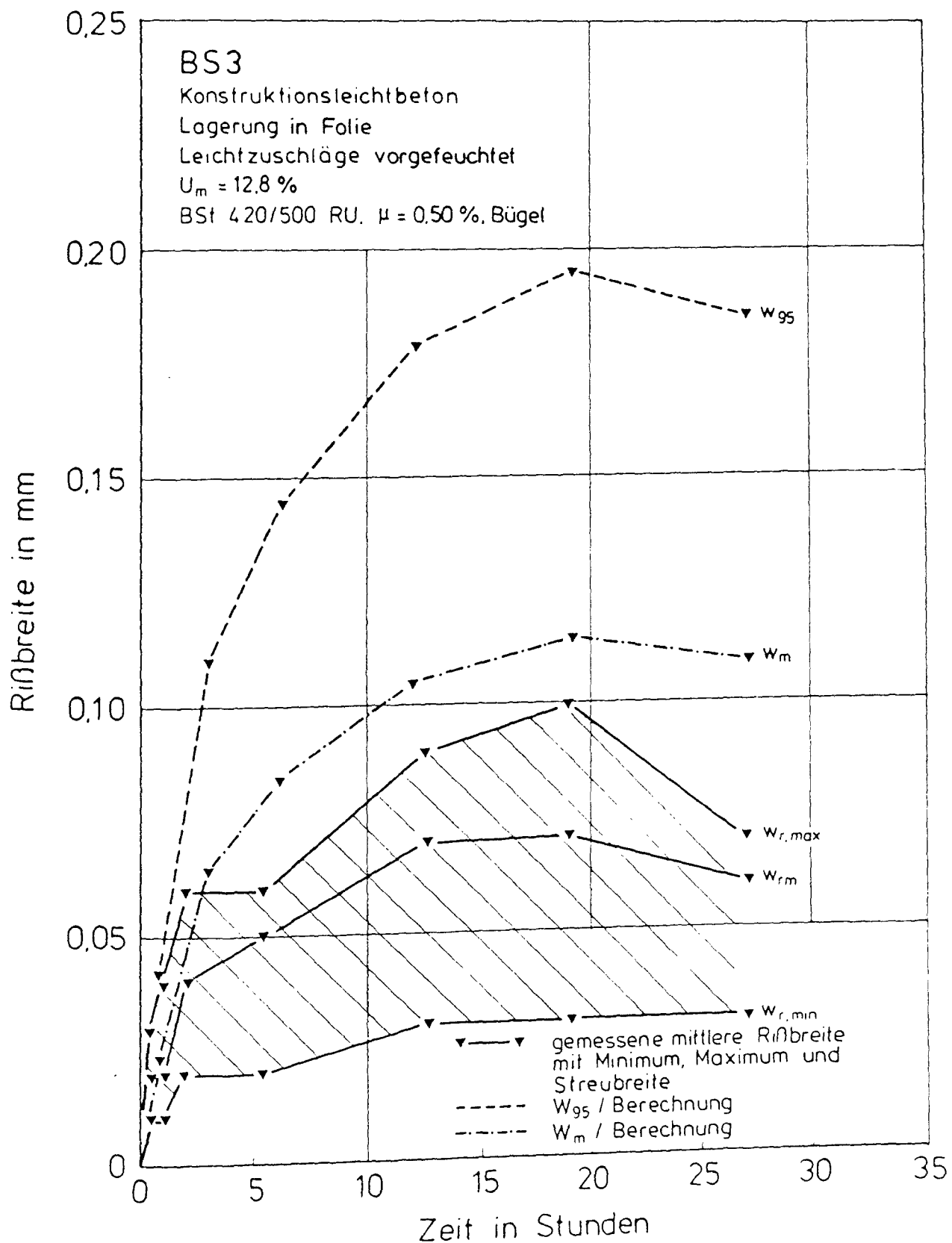


Bild 9.39: Rißbreite von Versuchskörper BS3 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

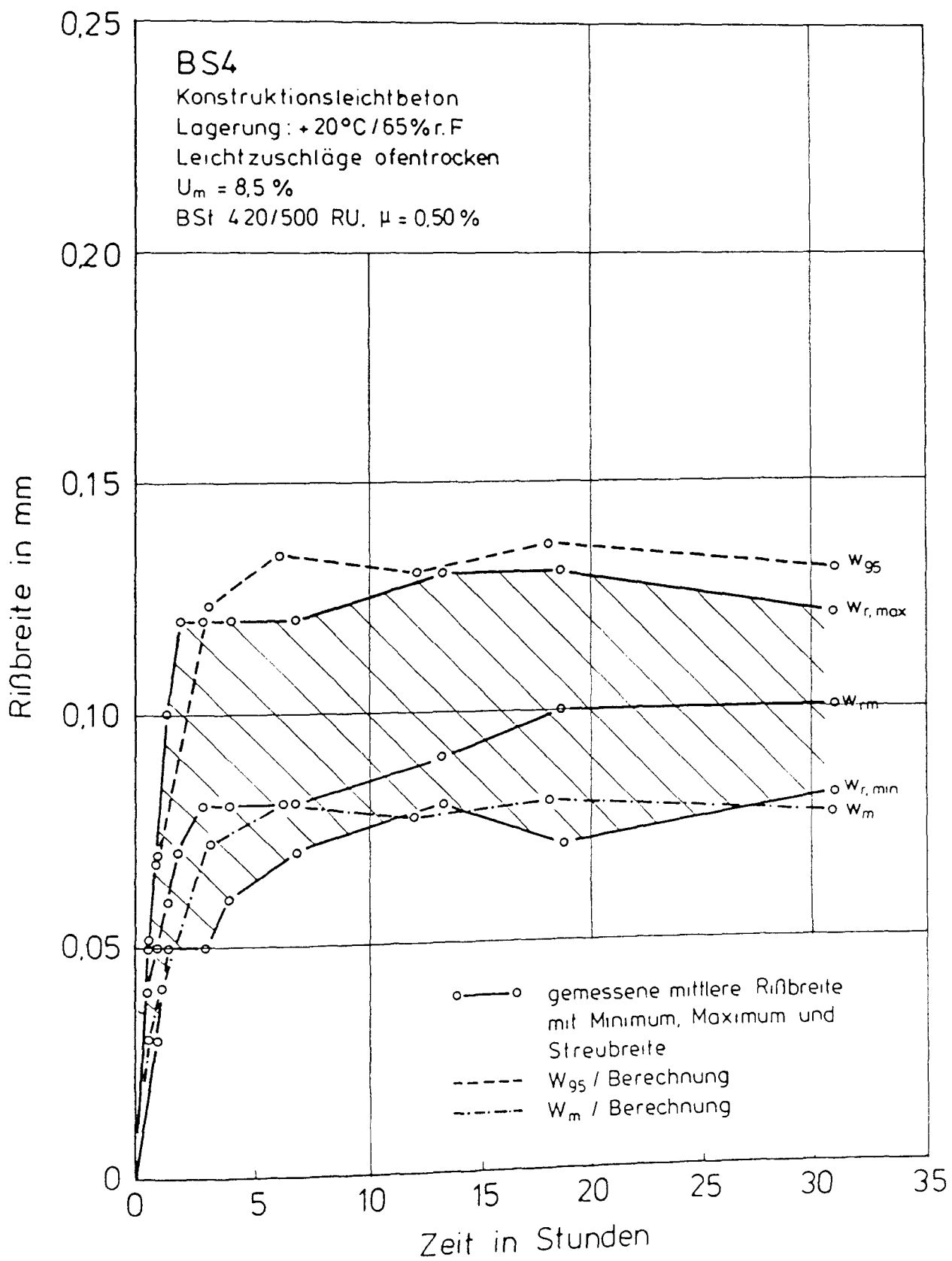


Bild 9.40: Rißbreite von Versuchskörper BS4 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

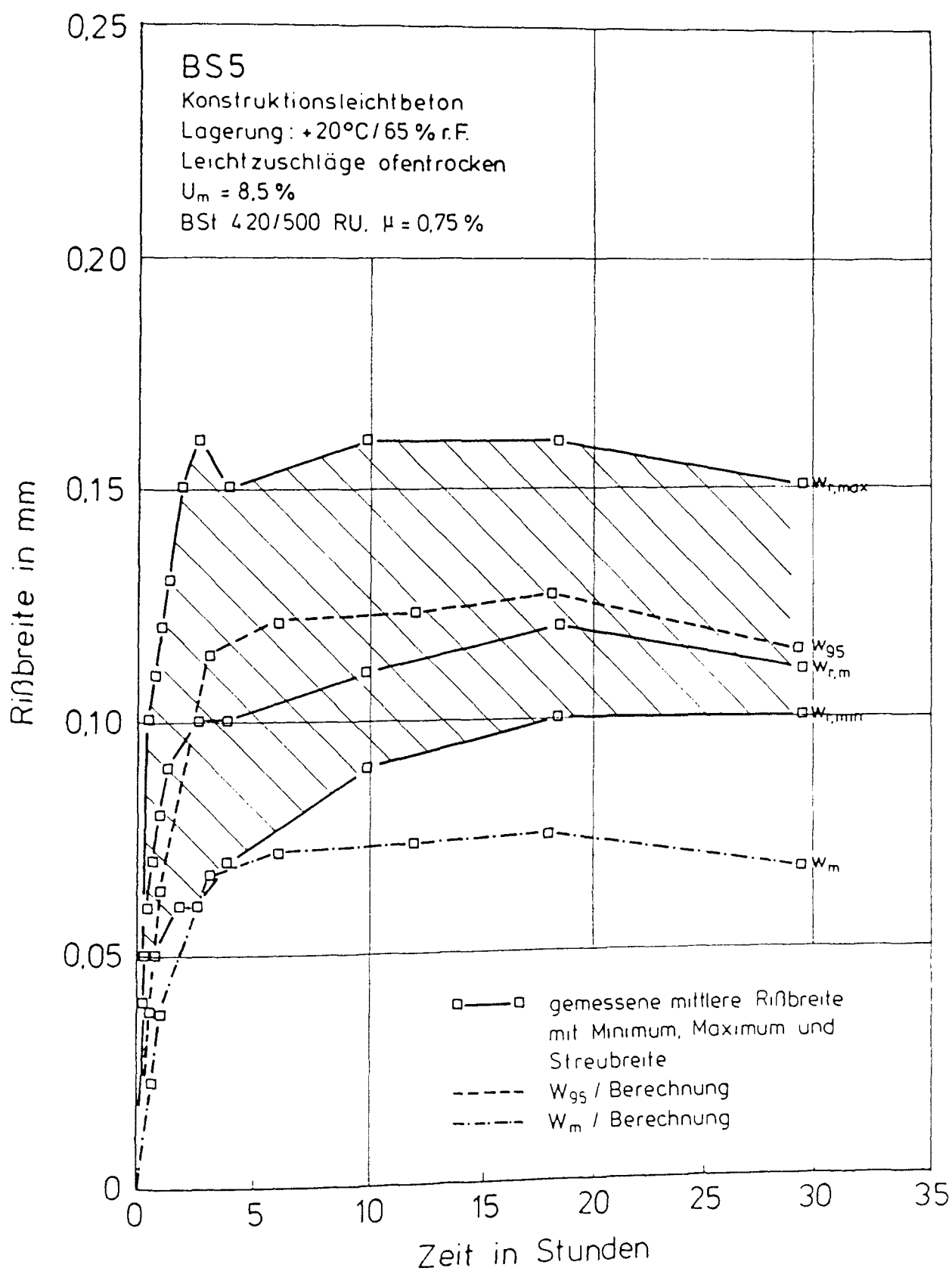


Bild 9.41: Rißbreite von Versuchskörper BS5 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

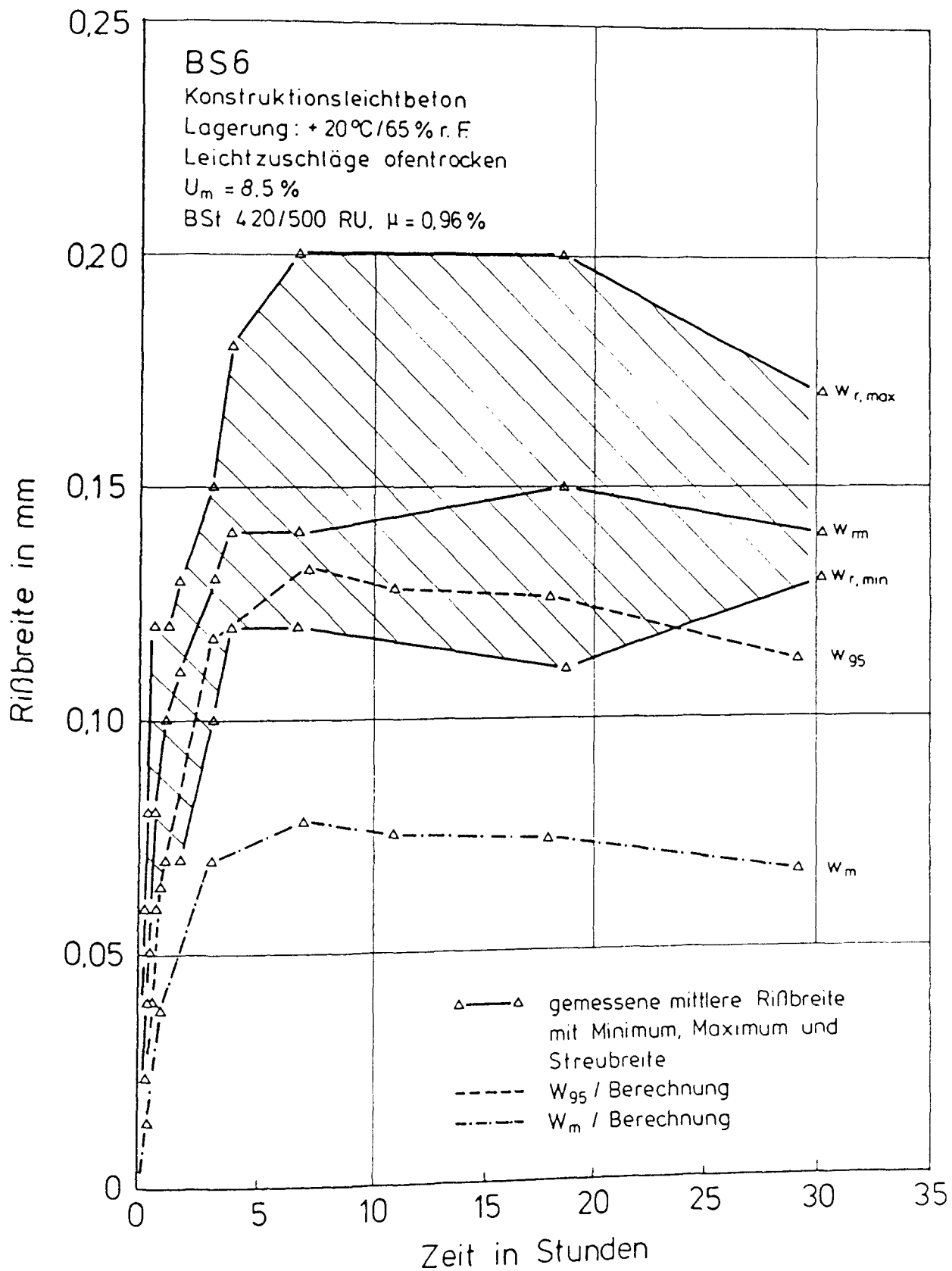


Bild 9.42: Rißbreite von Versuchskörper BS6 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

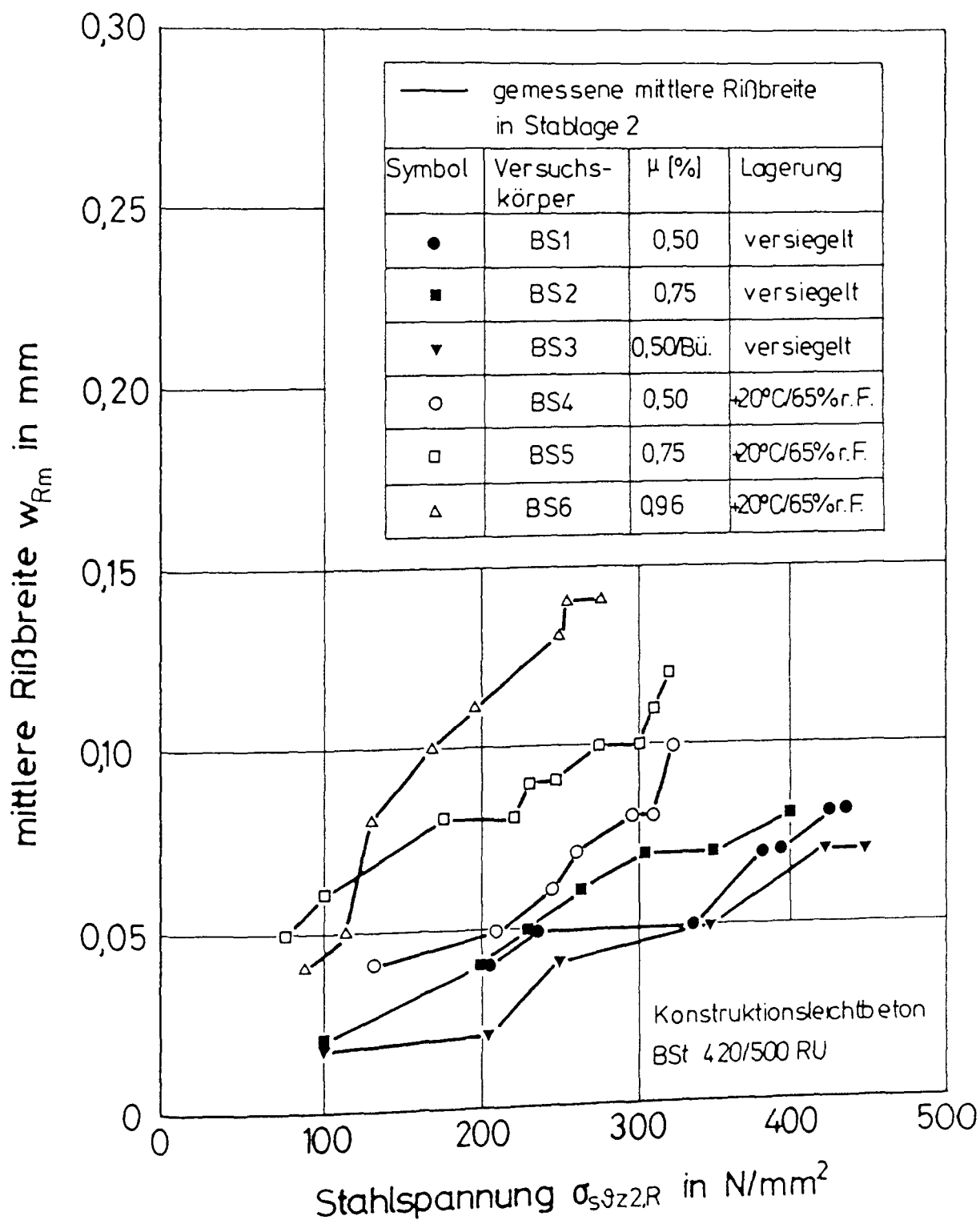


Bild 9.43: Gemessene mittlere Rißbreite der Versuchskörper BS1 bis BS6 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

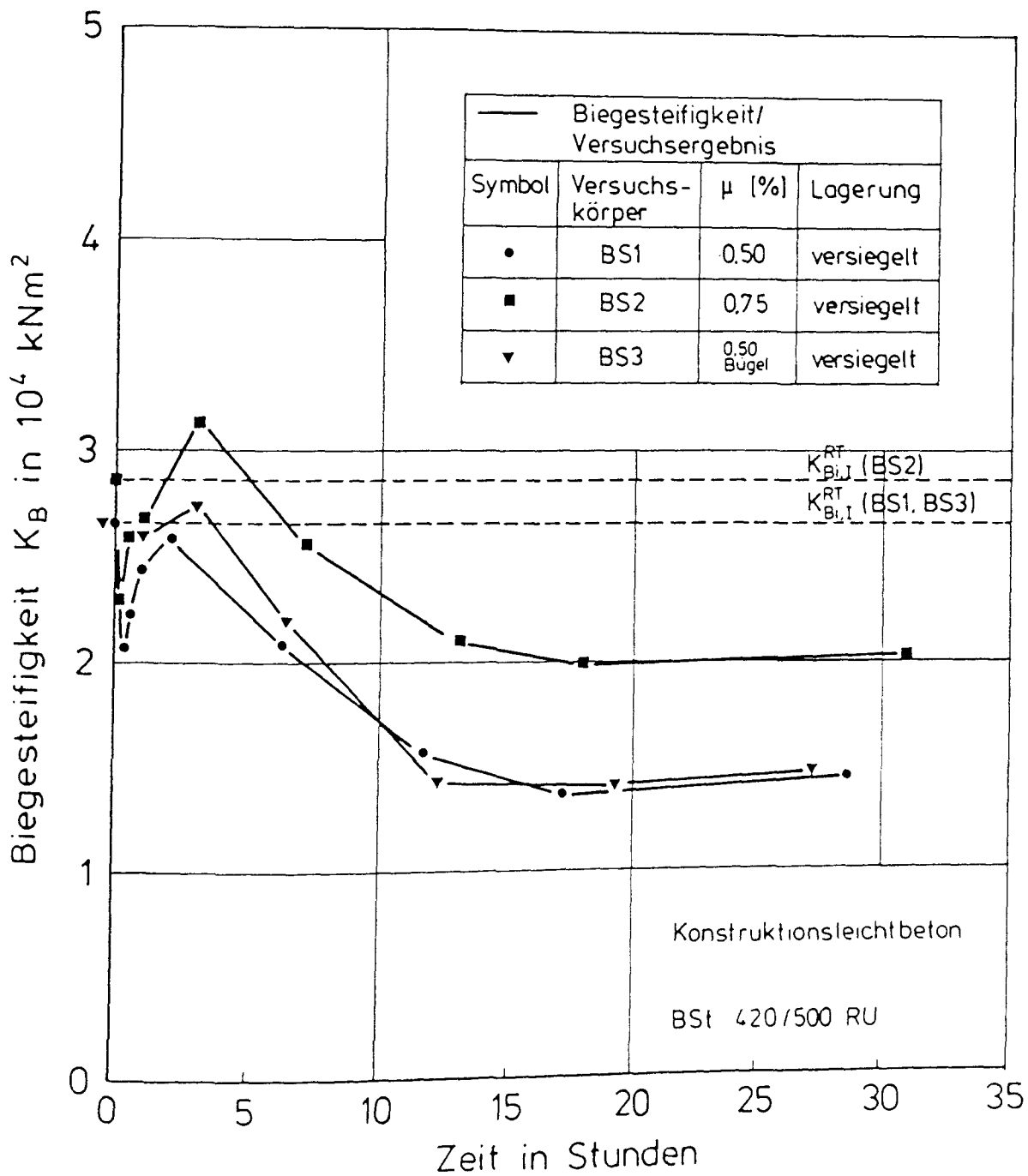


Bild 9.44: Biegesteifigkeit der Versuchskörper BS1, BS2 und BS3 (versiegelte Lagerung) in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Versuchsergebnis

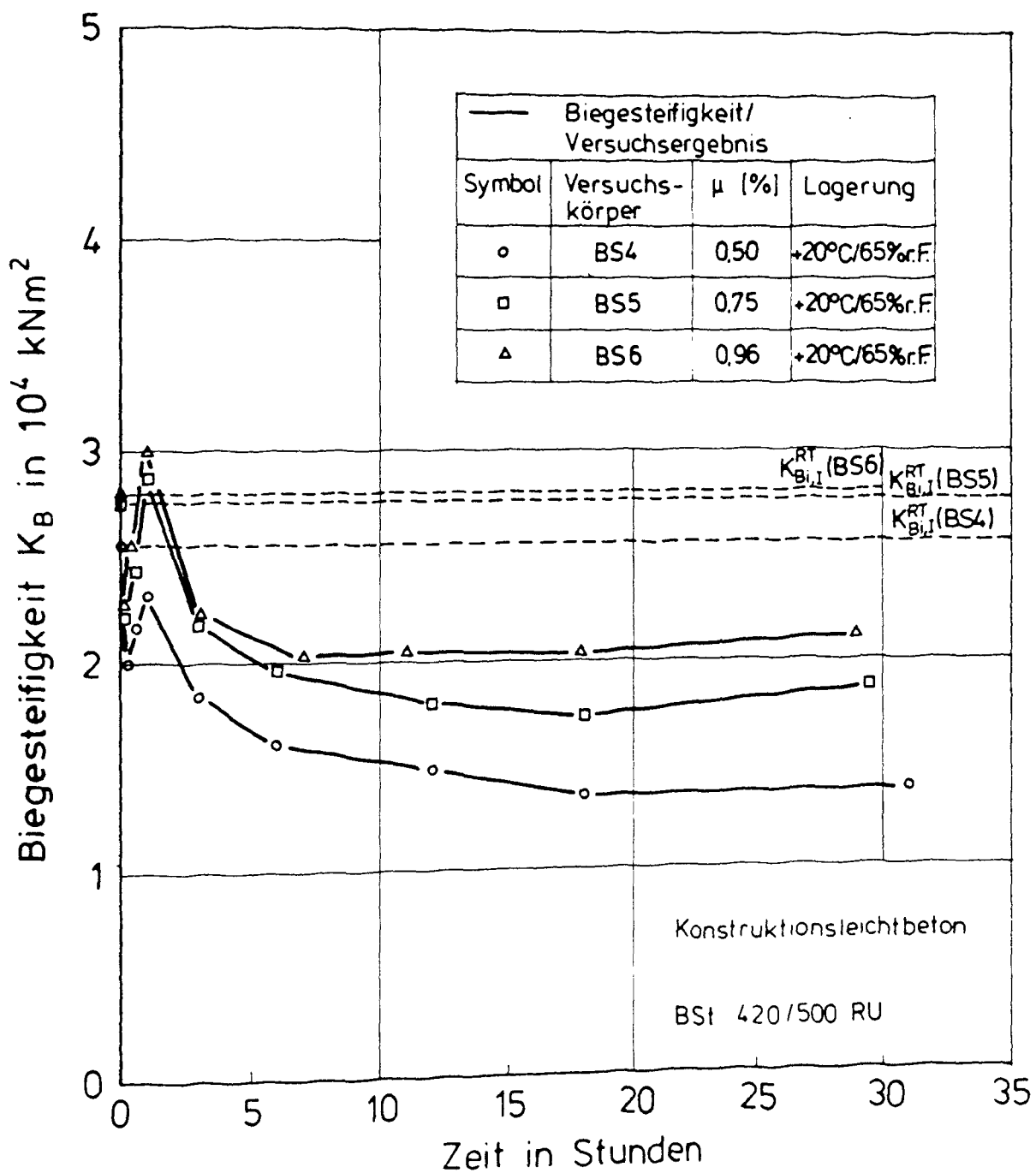


Bild 9.45: Biegesteifigkeit der Versuchskörper BS4, BS5 und BS6 (Normal-lagerung) in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Versuchsergebnis

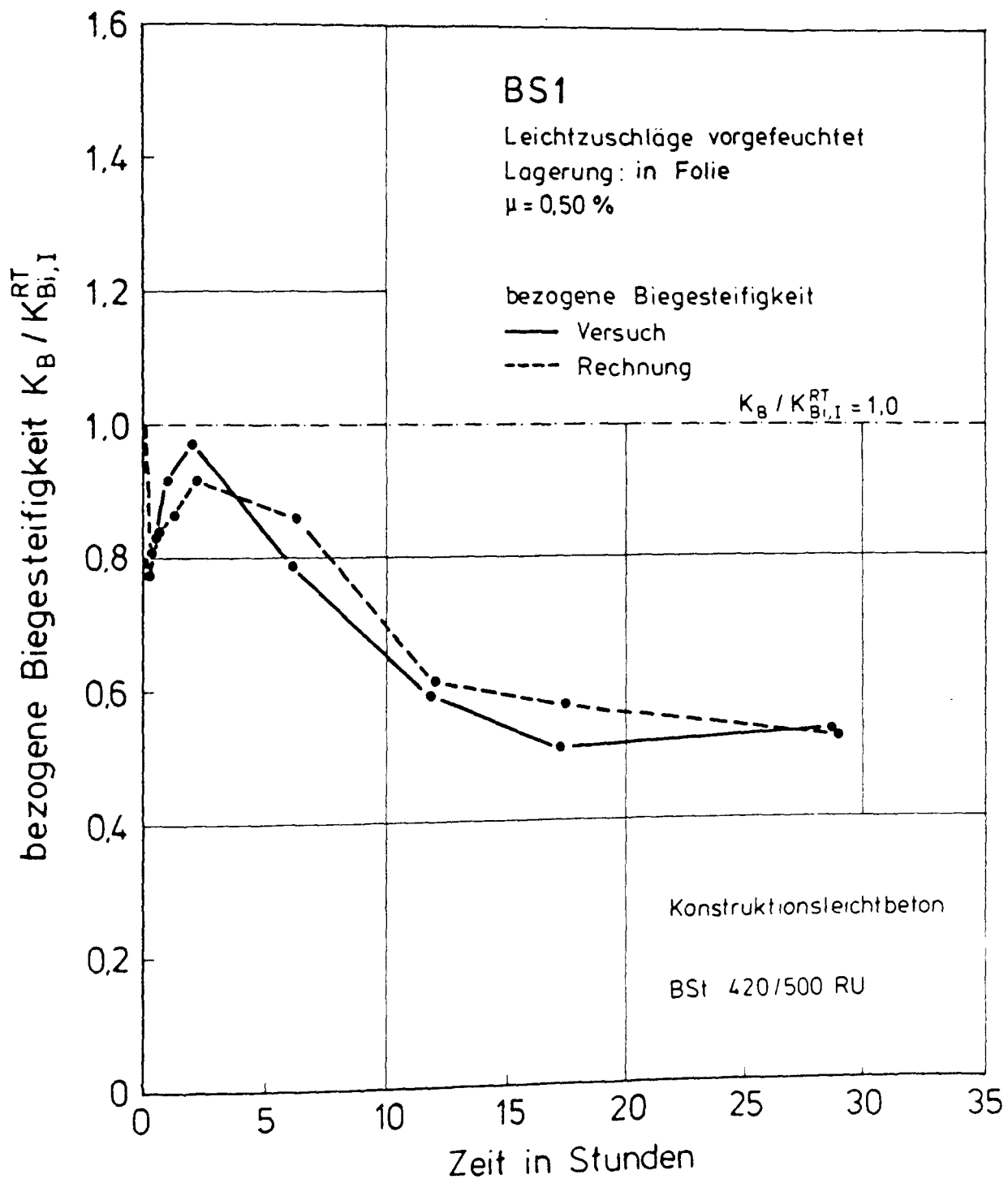


Bild 9.46: Bezogene Biegesteifigkeit von Versuchskörper BS1 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

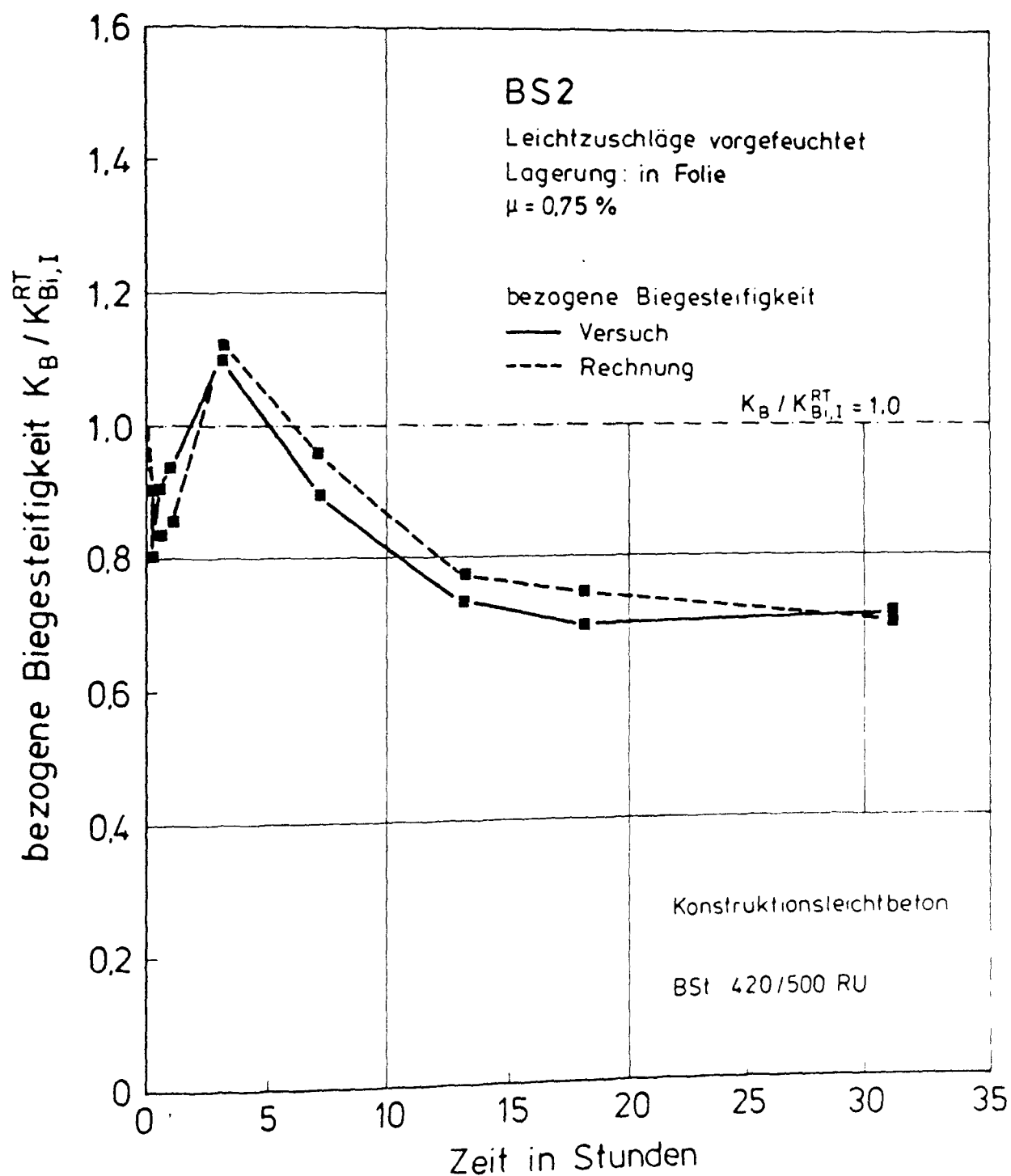


Bild 9.47: Bezogene Biegesteifigkeit von Versuchskörper BS2 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

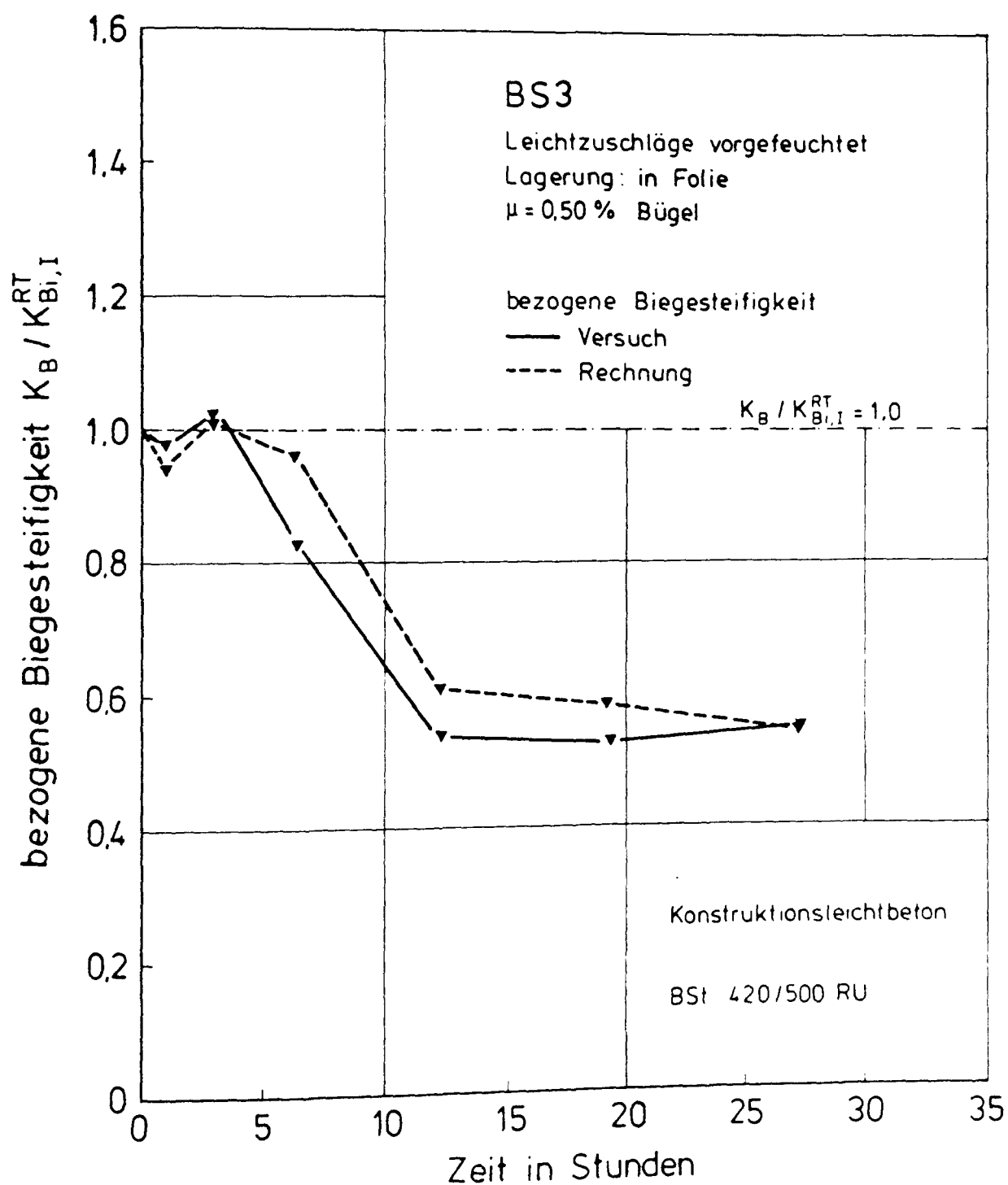


Bild 9.48: Bezogene Biegesteifigkeit von Versuchskörper BS3 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

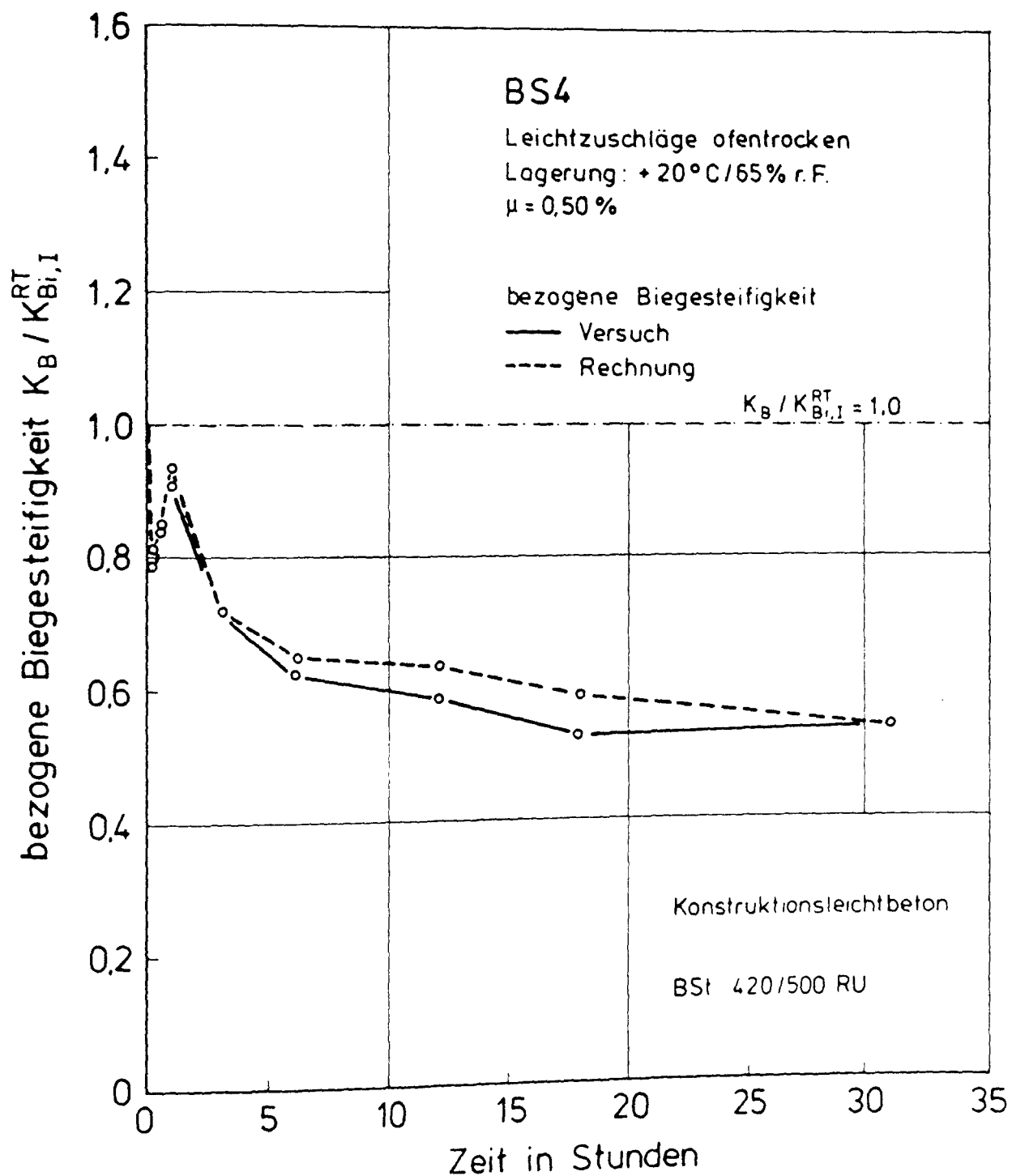


Bild 9.49: Bezogene Biegesteifigkeit von Versuchskörper BS4 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

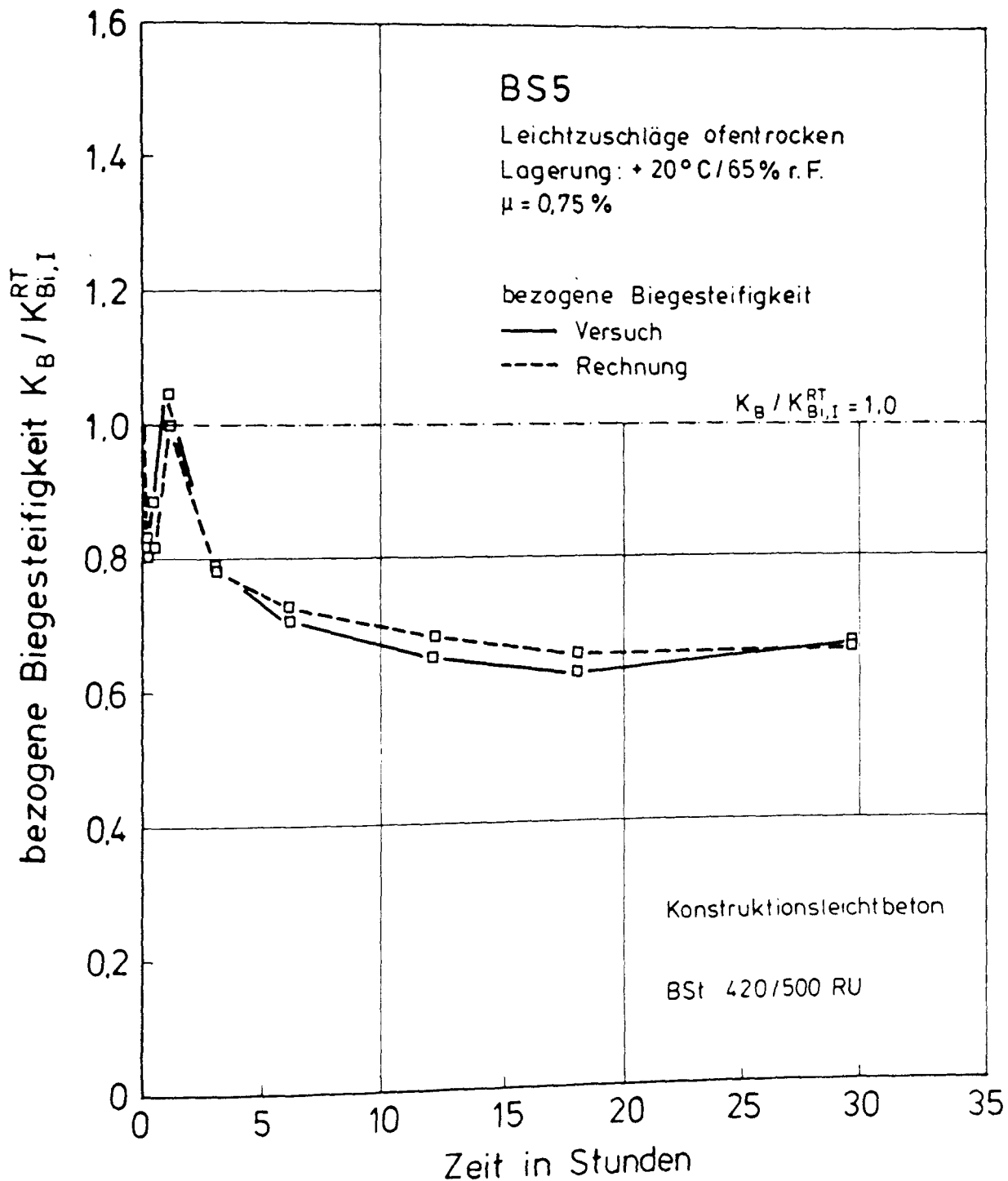


Bild 9.50: Bezogene Biegesteifigkeit von Versuchskörper BS5 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

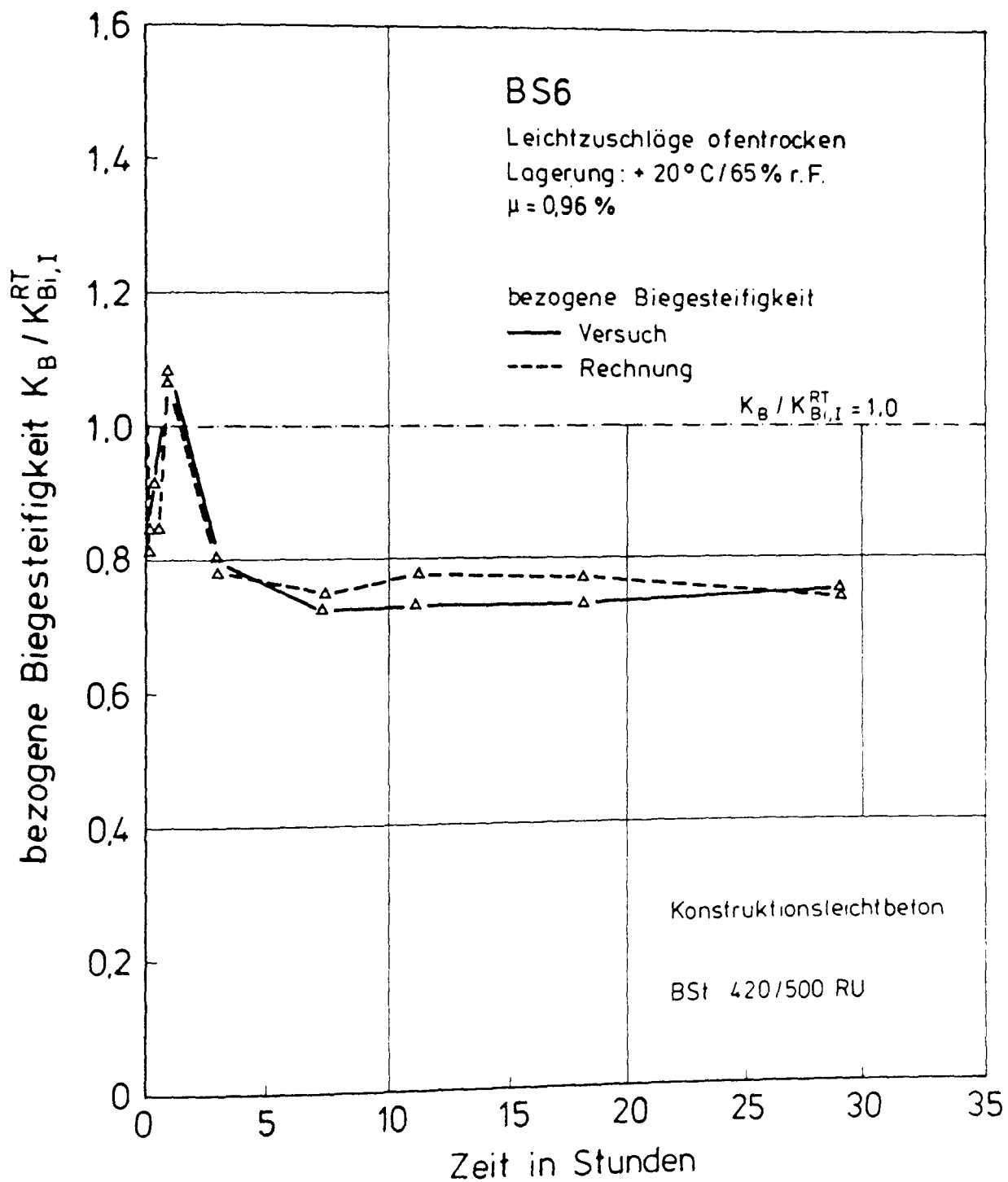
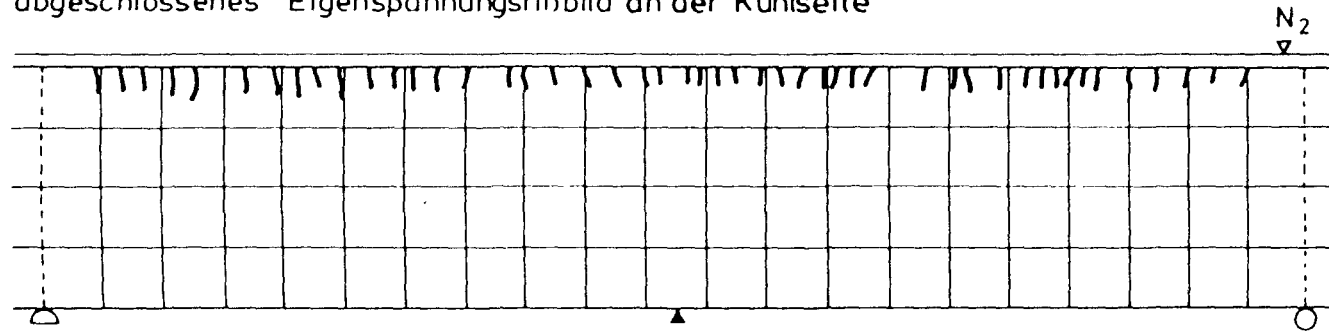
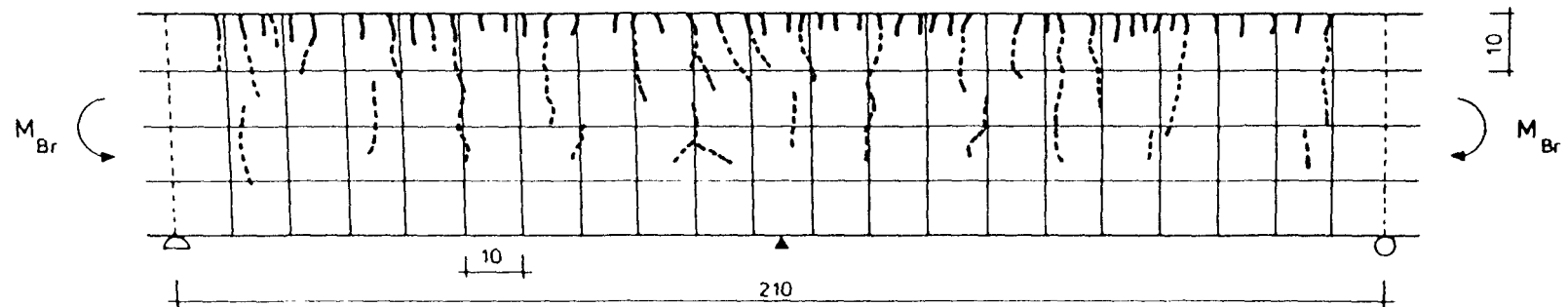


Bild 9.51: Bezogene Biegesteifigkeit von Versuchskörper BS6 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

abgeschlossenes Eigenspannungsrißbild an der Kühlseite



abgeschlossenes Rißbild nach Bruchversuch bei RT



Konstruktionsleichtbeton

Lagerung in Folie

Leichtzuschläge vorgefeuchtet

BSt 420 / 500 RU



Auflager



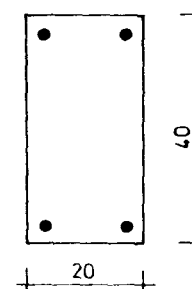
Sollrißstelle



Eigenspannungsrisse



zusätzliche Risse nach
Bruchversuch

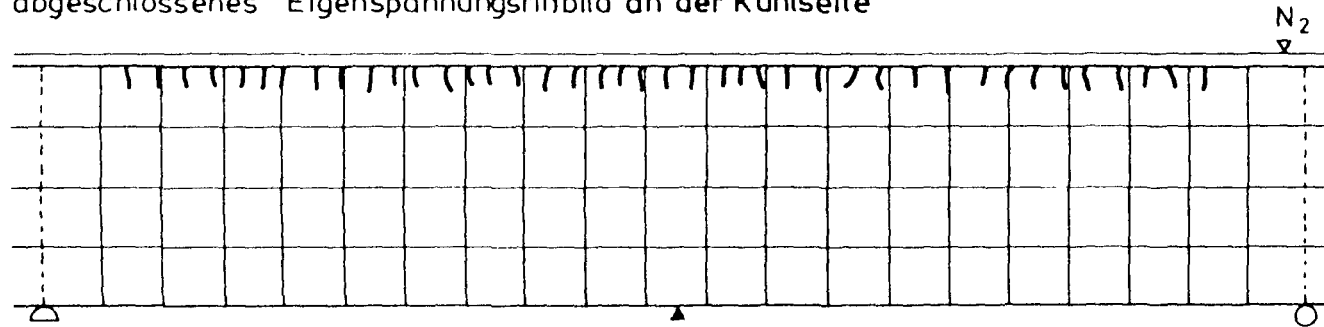


BV1

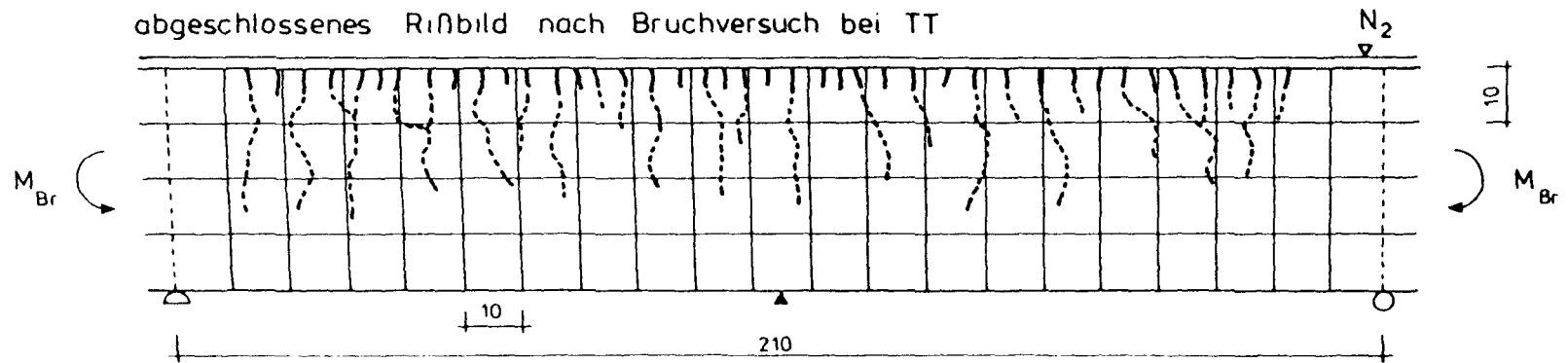
$2 \times 2 \phi 16$ $\mu = 0,50 \%$

Bild 9.52: Abgeschlossenes Eigenspannungsrißbild an der Kühlseite und abgeschlossenes Rißbild nach dem Bruchversuch (RT) von Versuchskörper BV1

abgeschlossenes Eigenspannungsrißbild an der Kühlseite



abgeschlossenes Rißbild nach Bruchversuch bei TT



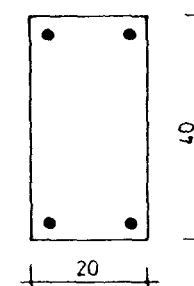
Konstruktionsleichtbeton

Lagerung +20 °C / 65 % r F

Leichtzuschlage ofentrocken

BSt 420 / 500 RU

- Auflager
- ▲ Sollrißstelle
- Eigenspannungsrisse
- - - zusätzliche Risse nach Bruchversuch



BV2
2 × 2 Ø16 $\mu=0,50\%$

Bild 9.53: Abgeschlossenes Eigenspannungsrißbild an der Kühlseite und abgeschlossenes Rißbild nach dem Bruchversuch (TT) von Versuchskörper BV2

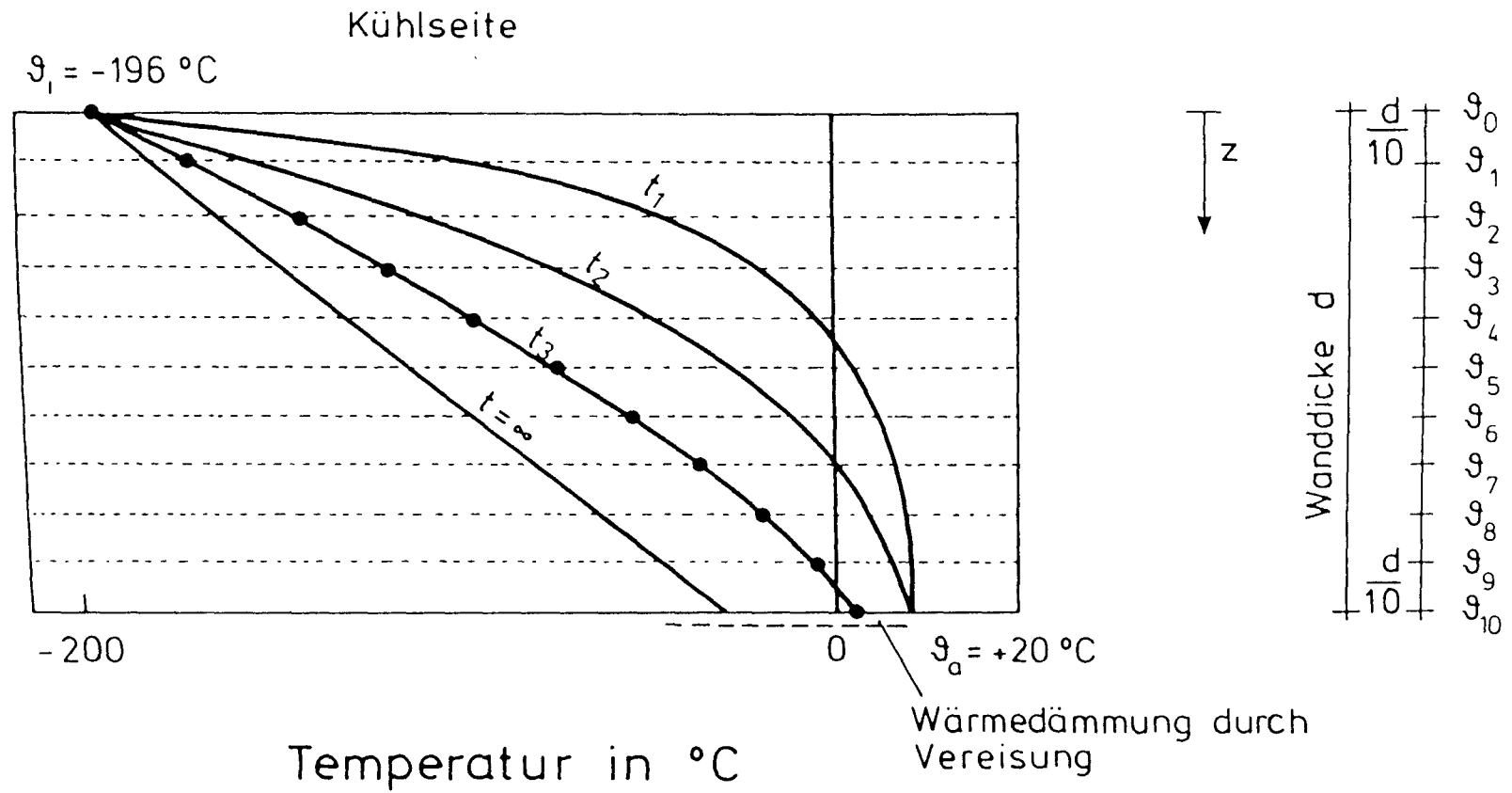


Bild 10.1: Schematische Darstellung eines Ausschnitts aus der Wand eines LNG-Sicherheitsbehälters mit Temperaturfeldern und Temperaturrandbedingungen

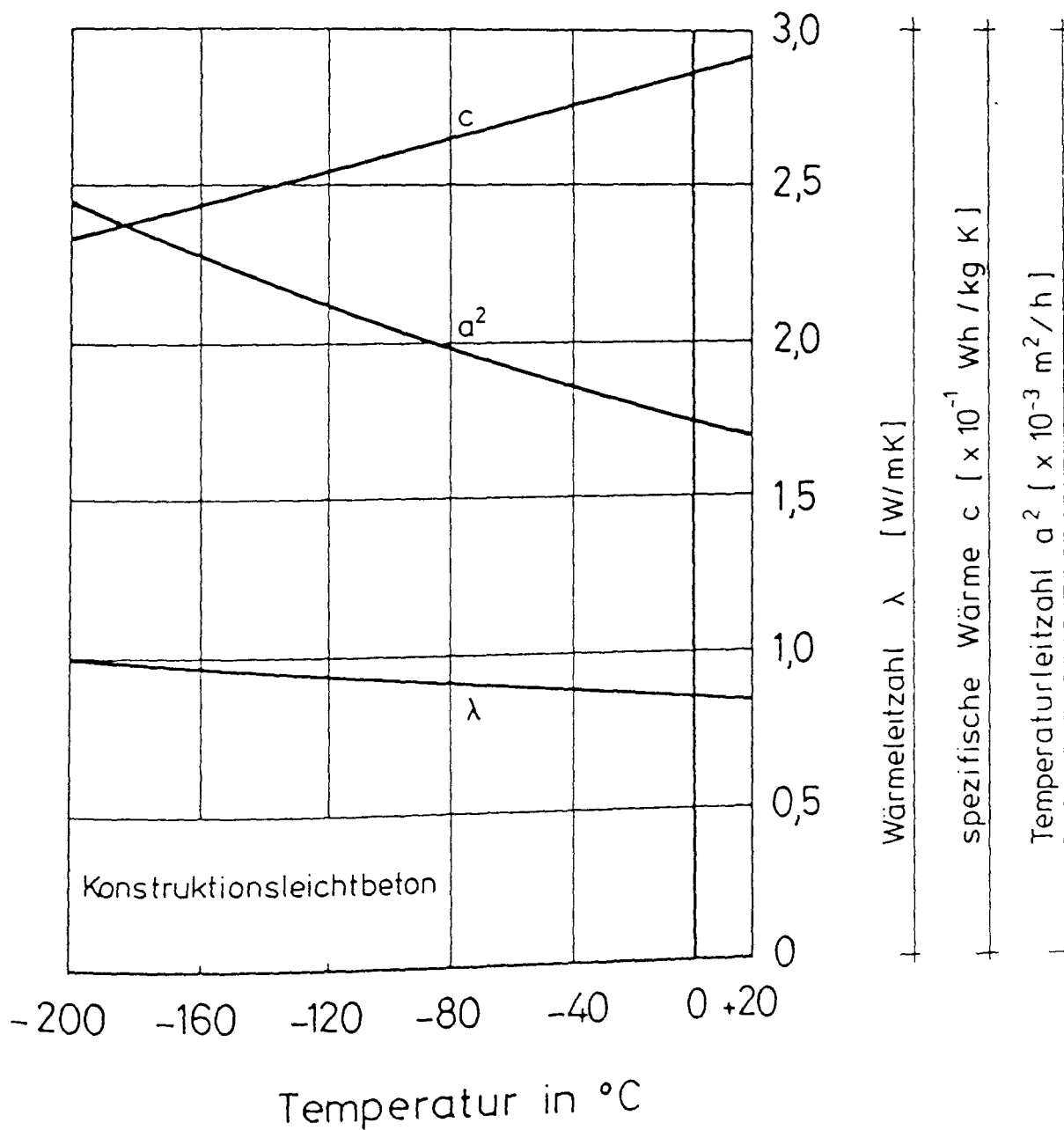


Bild 10.2: Wärmeleitfähigkeit, spezifische Wärme und Temperaturleitfähigkeit von LB bei TT; Berechnungsergebnis

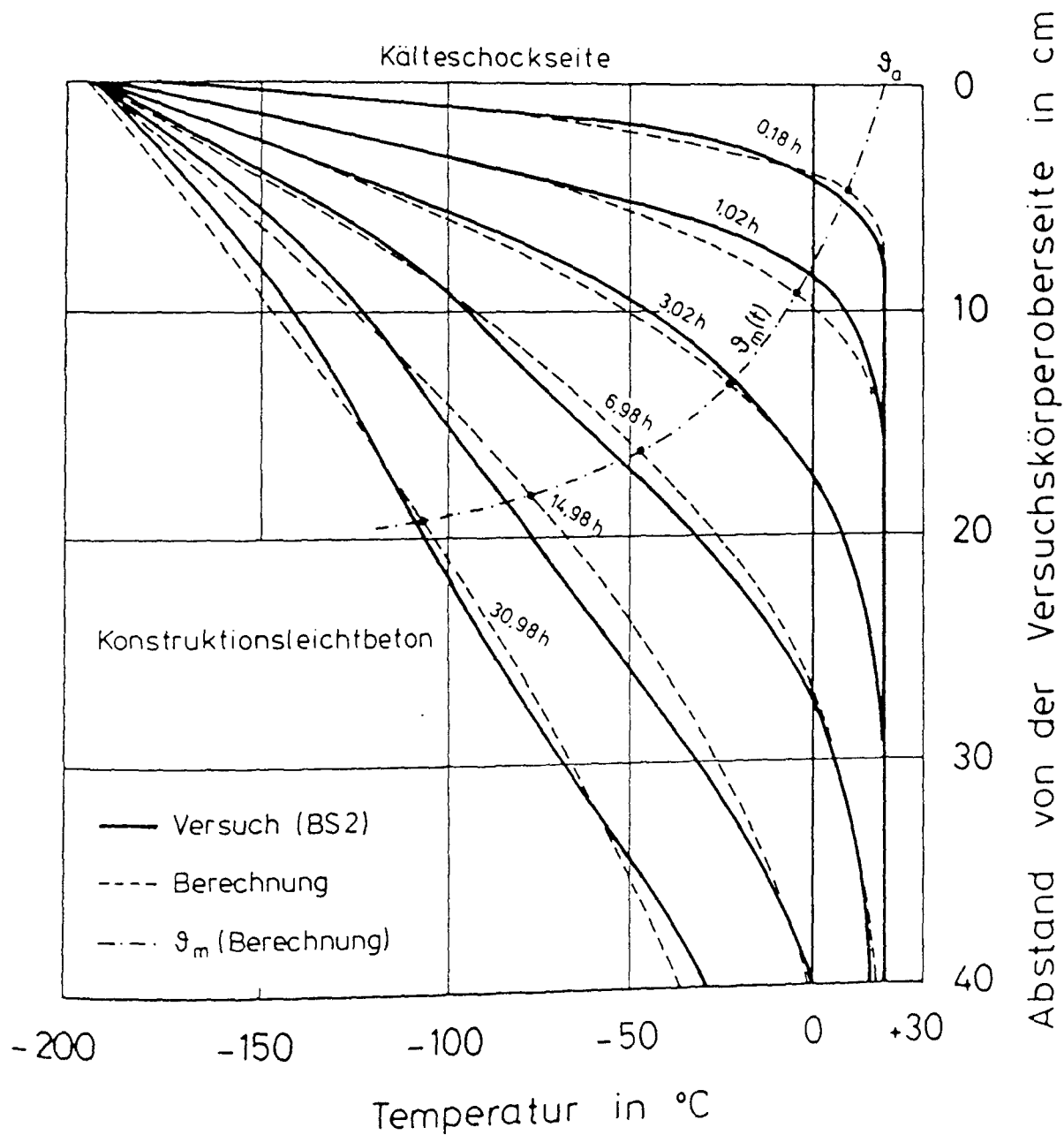


Bild 10.3: Temperaturentwicklung über den Querschnitt von LB (versiegelte Lagerung, Normallagerung) infolge einseitigen Kälteschocks;
 Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

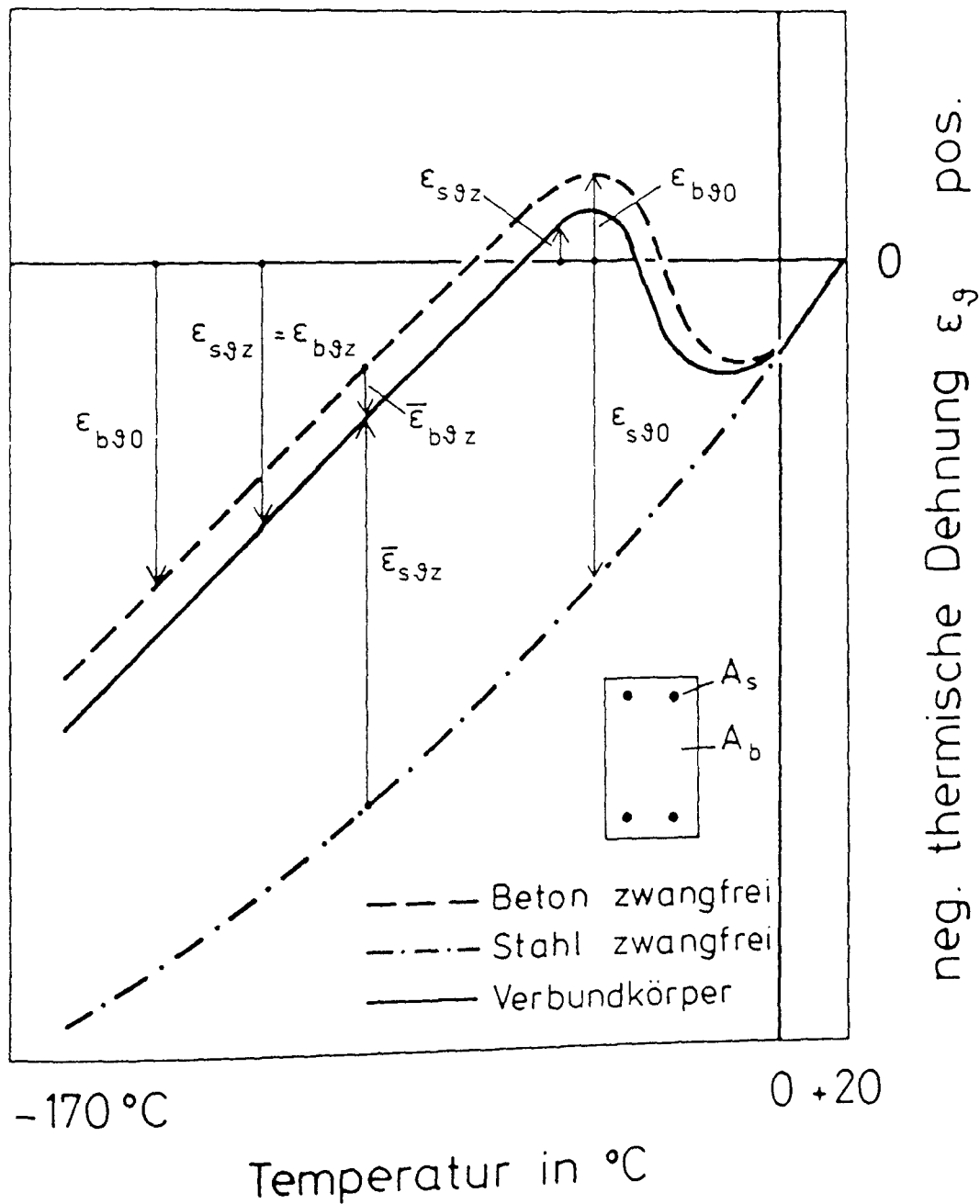


Bild 10.4: Schematische Darstellung des inneren thermischen Zwangs im symmetrisch bewehrten Stahlbetonstab im Zustand I bei konstanter Tieftemperatur über den Querschnitt

Querschnitt

Temperatur

Element

Dehnung

Spannungen, Kräfte,
Schnittgrößen

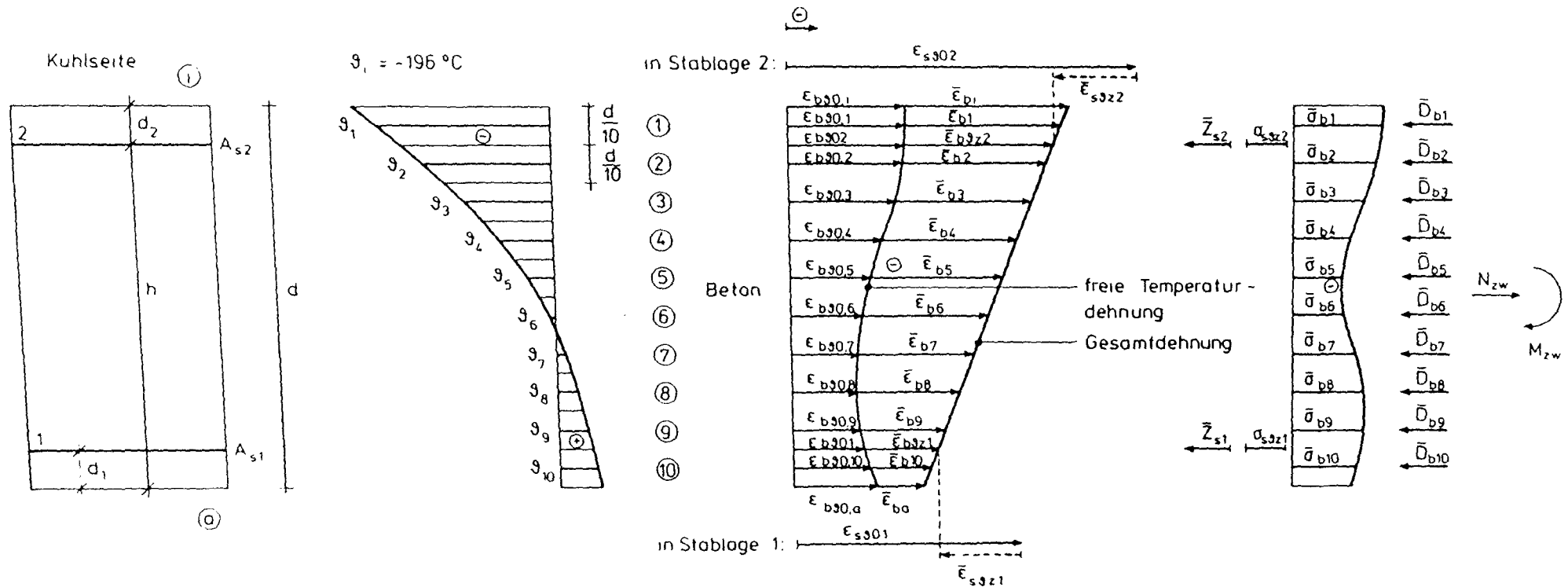


Bild 10.5: Beanspruchungszustand eines Stahlbetonstabes infolge Eigenspannungen, inneren thermischen Zwangs sowie infolge äußeren Zwangs bei einseitigem Kälteschock im Zustand I

Querschnitt

Temperatur

Element

Dehnung

Spannungen, Kräfte
Schnittgrößen

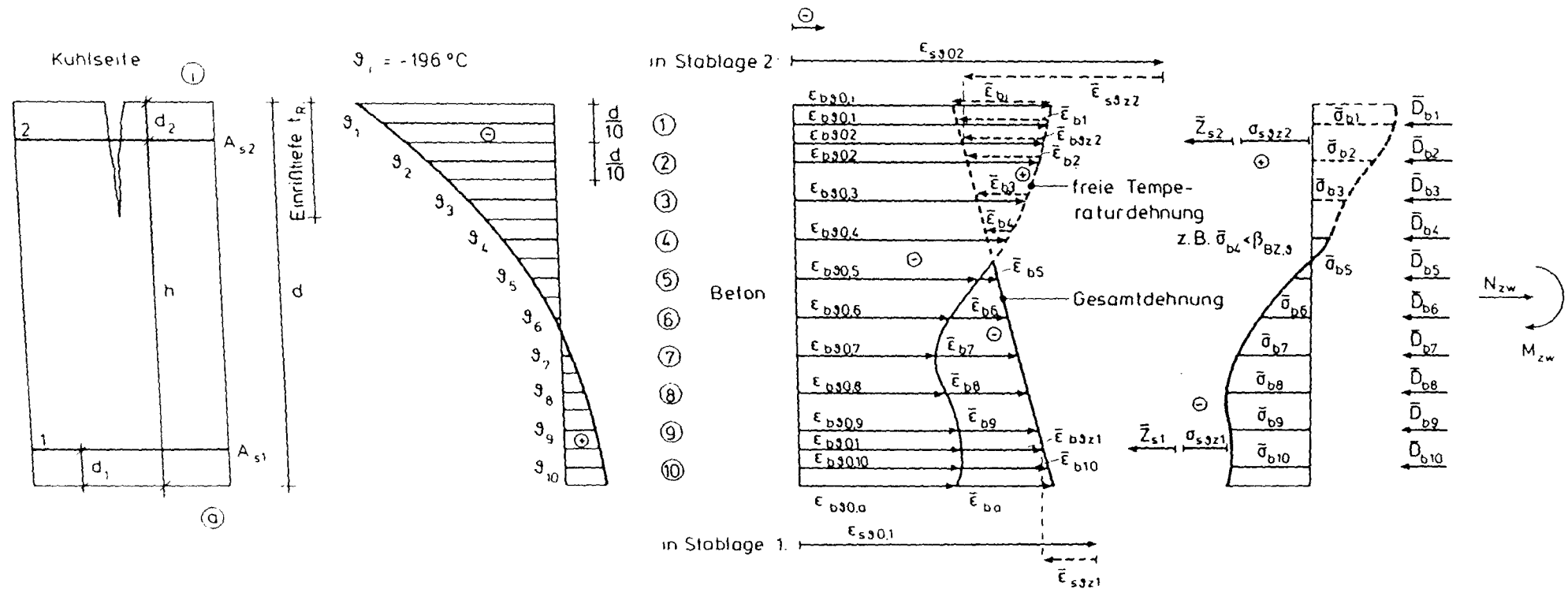


Bild 10.6: Beanspruchungszustand eines Stahlbetonstabes infolge Eigenspannungen, inneren thermischen Zwangs sowie infolge äußeren Zwangs bei einseitigem Kälteschock im Zustand II

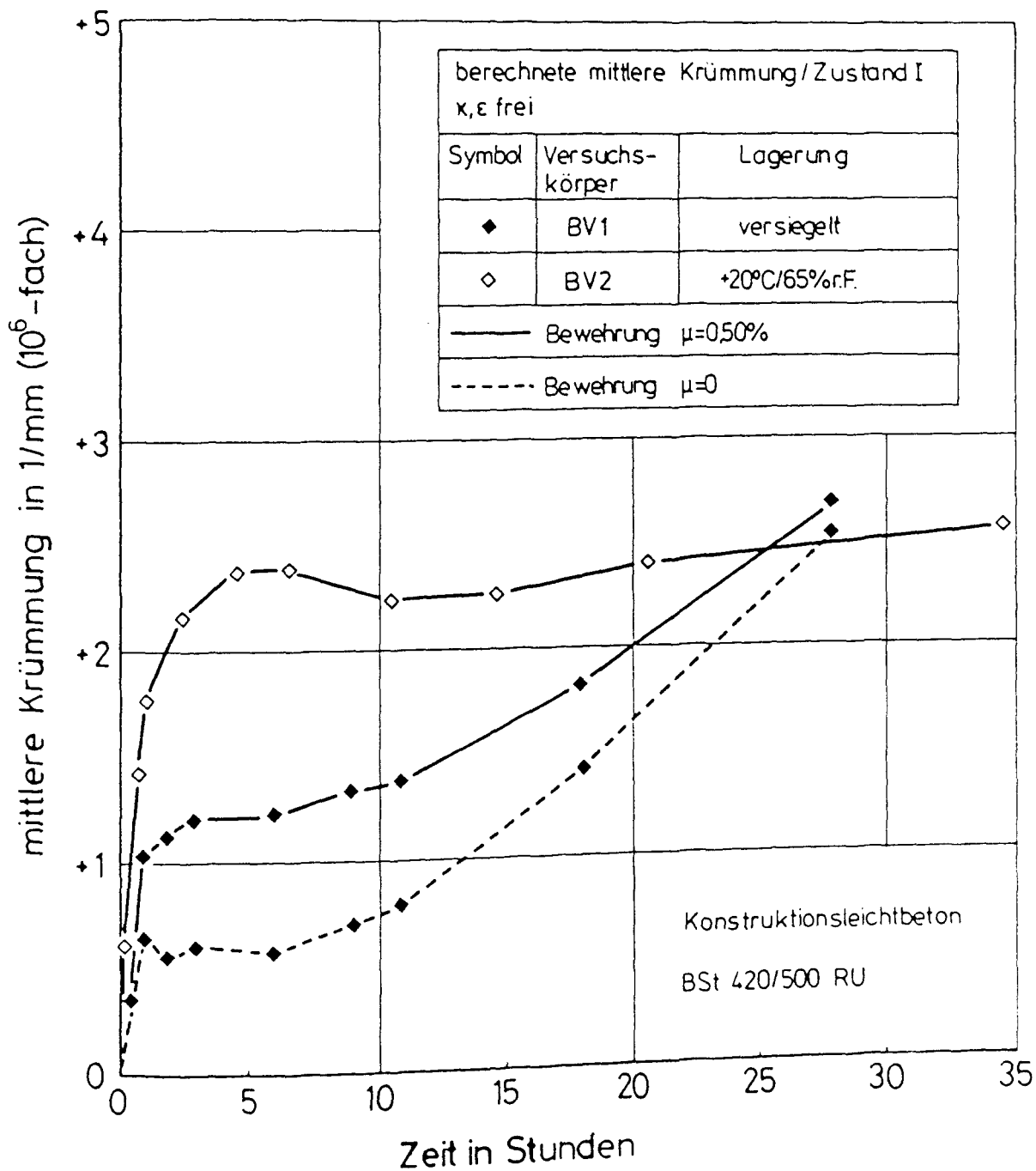


Bild 10.7: Berechnete mittlere freie Krümmung (ε frei) der Versuchskörper BV1 und BV2 infolge einseitigen Kälteschocks im Zustand I in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Mittlere freie Krümmung des unbewehrten Versuchskörpers BV1

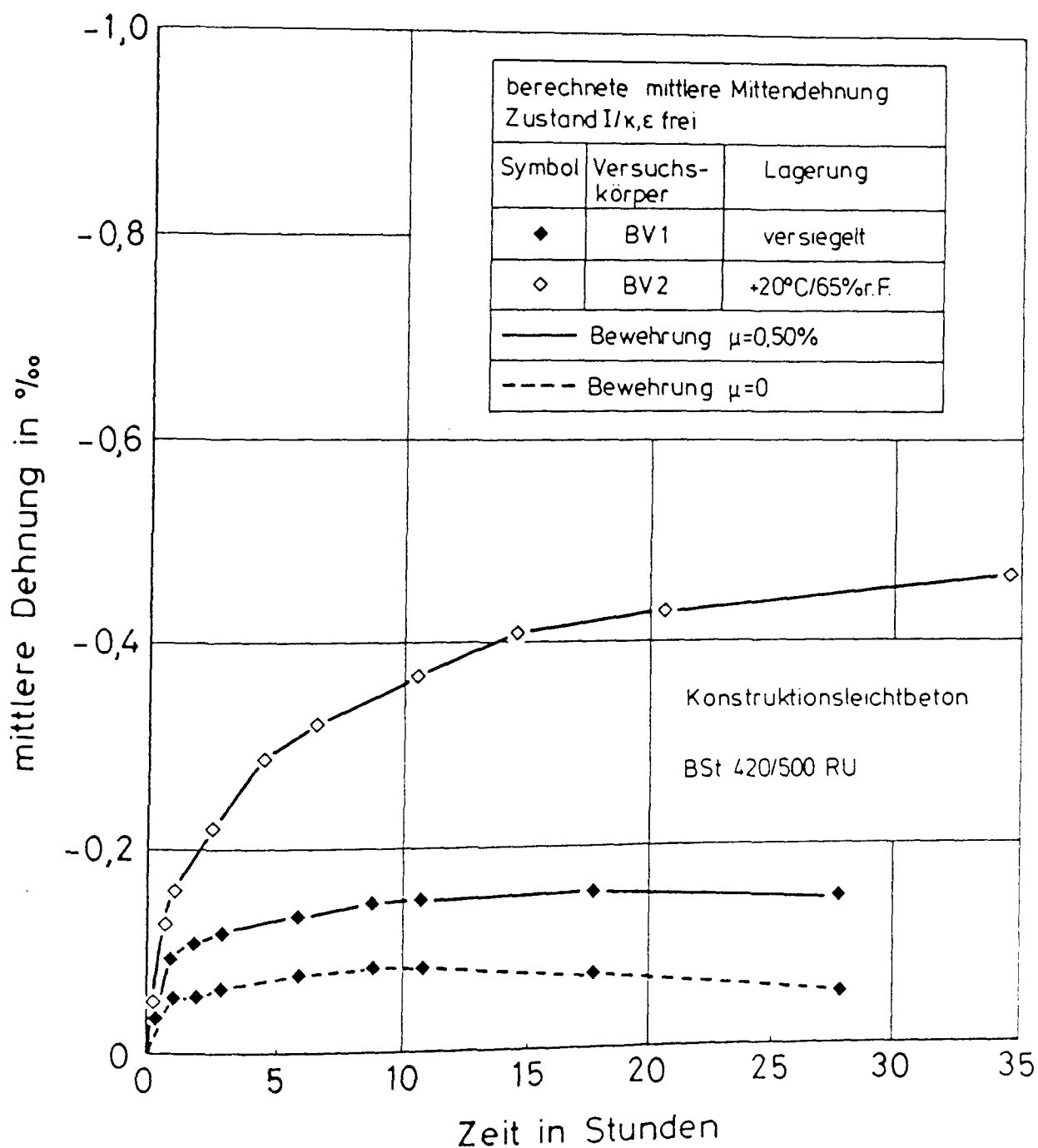


Bild 10.8: Berechnete mittlere freie Mittendehnung (κ frei) der Versuchskörper BV1 und BV2 infolge einseitigen Kälteschocks im Zustand I in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Mittlere freie Mittendehnung des unbewehrten Versuchskörpers BV1

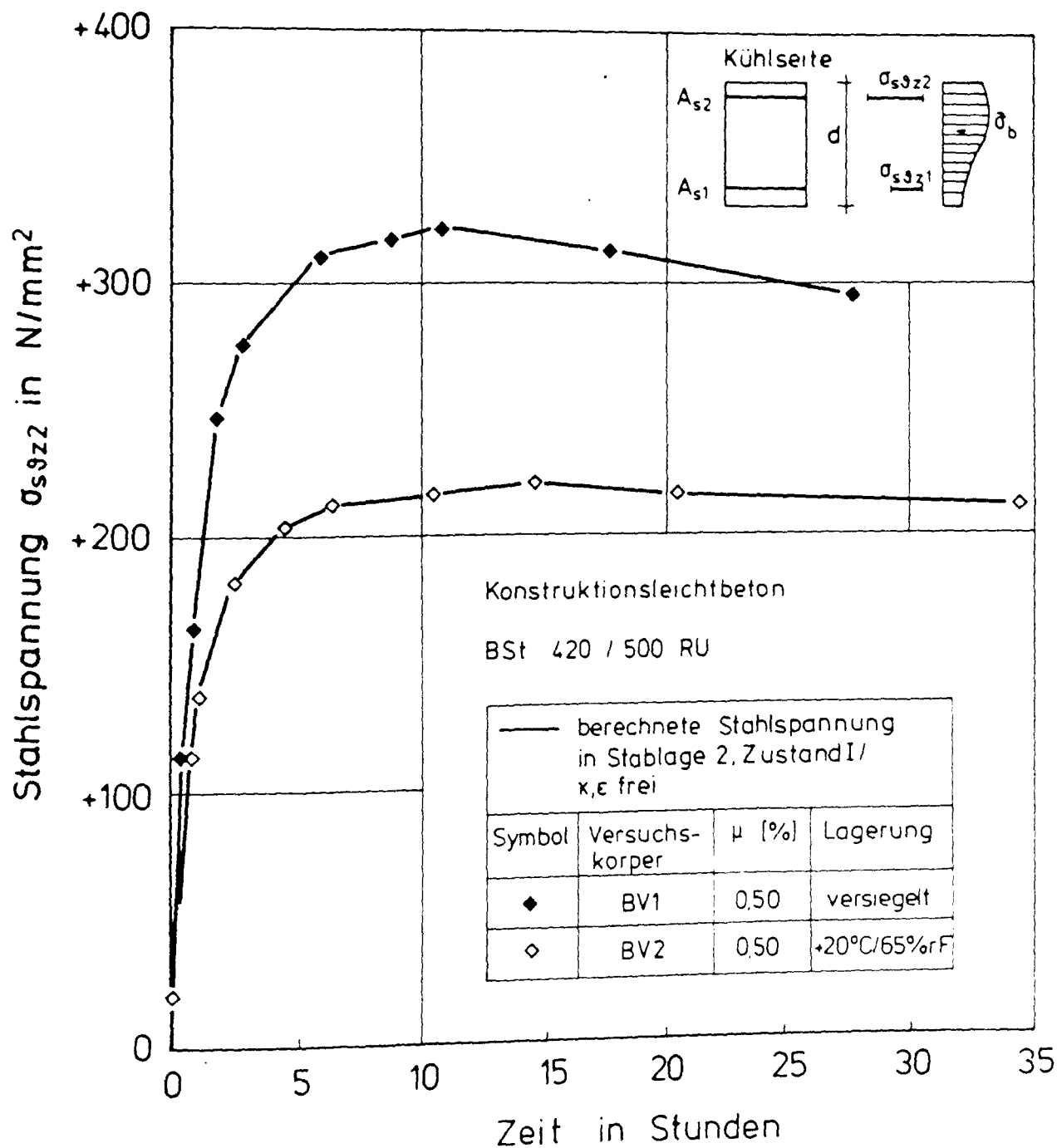


Bild 10.9: Berechnete Stahlspannung in Bewehrungslage 2 der Versuchskörper BV1 und BV2 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit (freie Temperaturverformung, Zustand I)

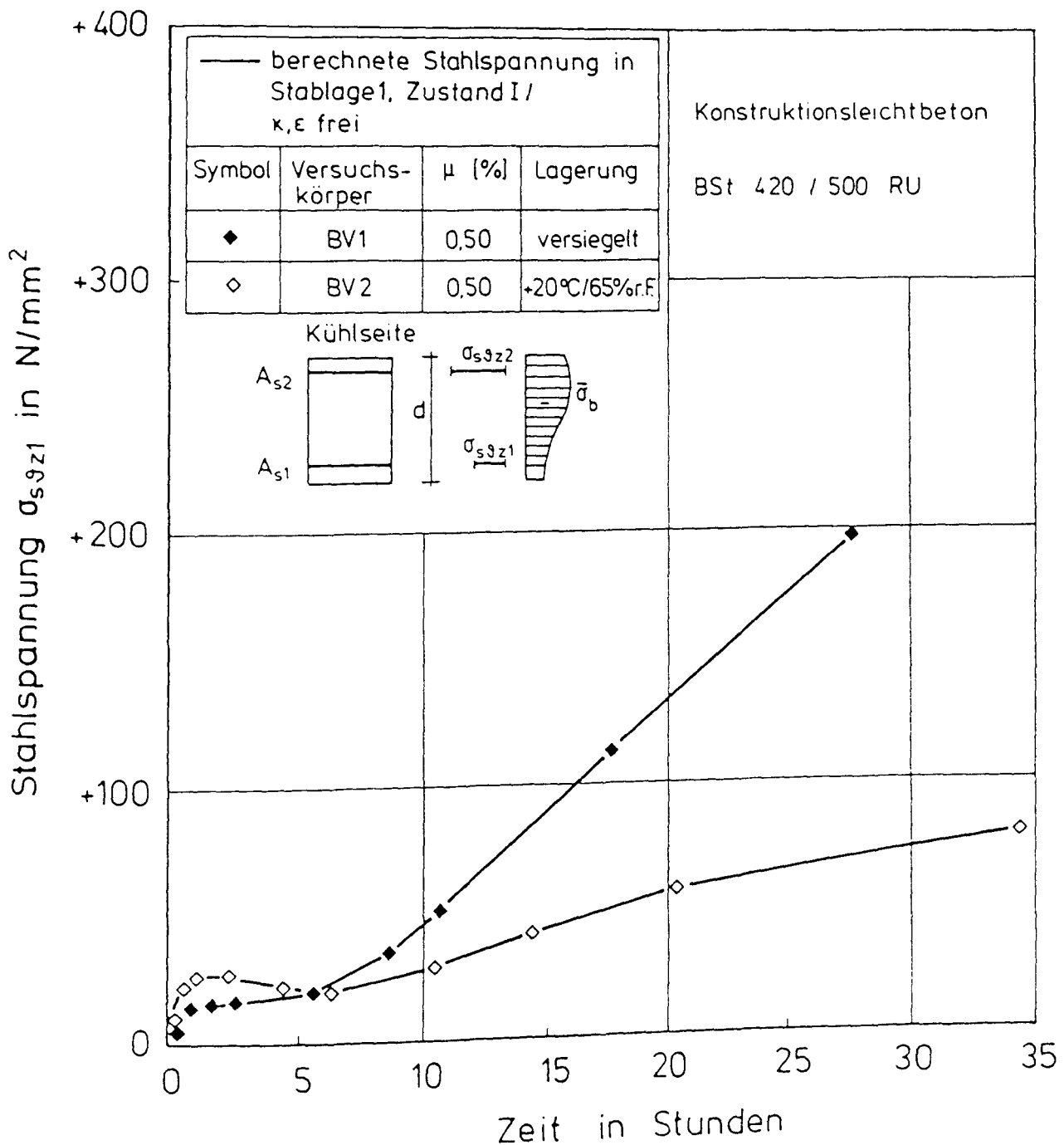


Bild 10.10: Berechnete Stahlspannung in Bewehrungslage 1 der Versuchskörper BV1 und BV2 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit (freie Temperaturverformung, Zustand I)

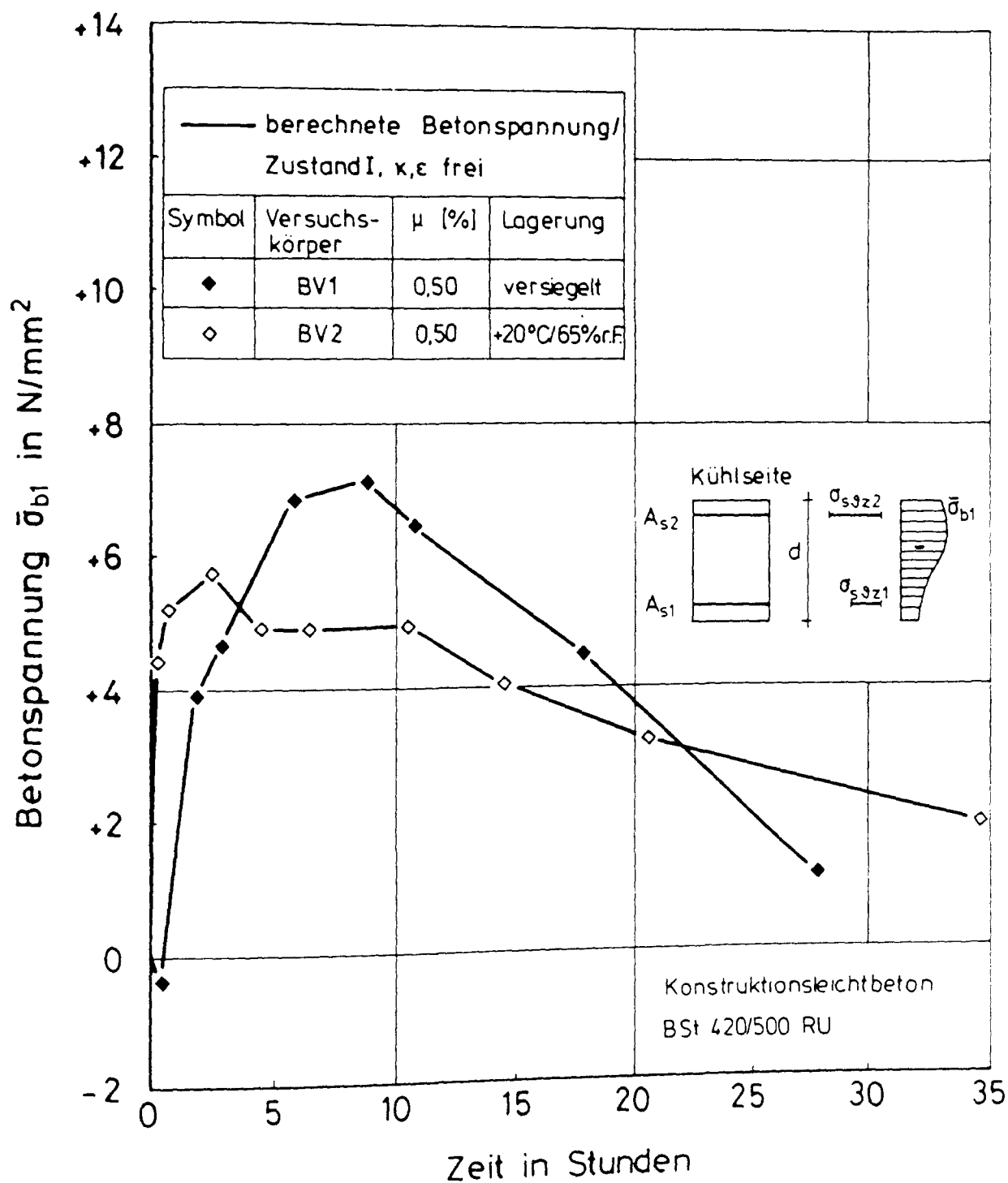


Bild 10.11: Berechnete mittlere Betonspannung an der Kühlseite der Versuchskörper BV1 und BV2 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit (freie Temperaturverformung, Zustand I)

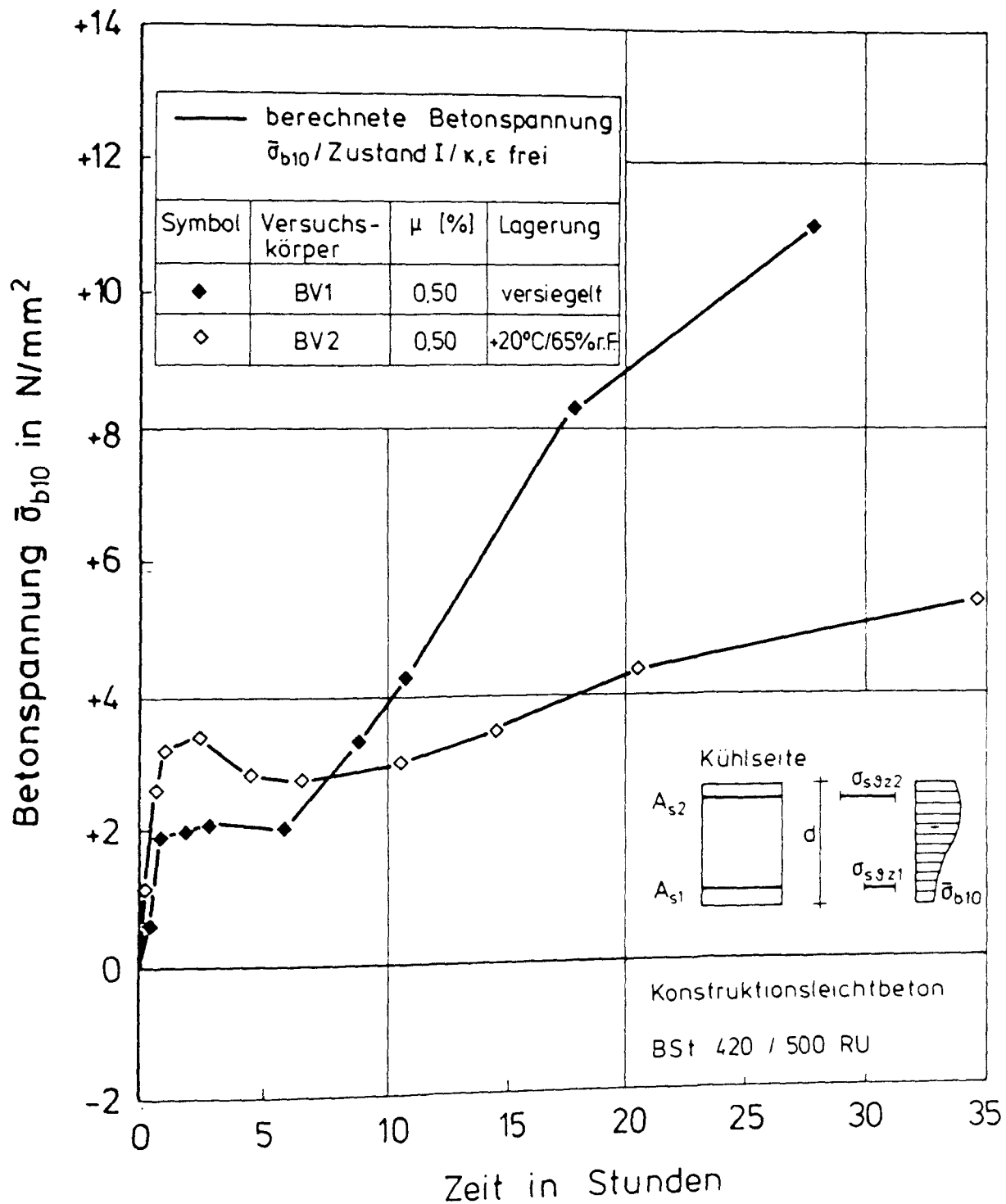
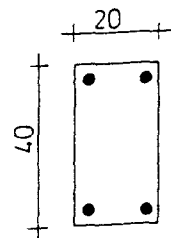
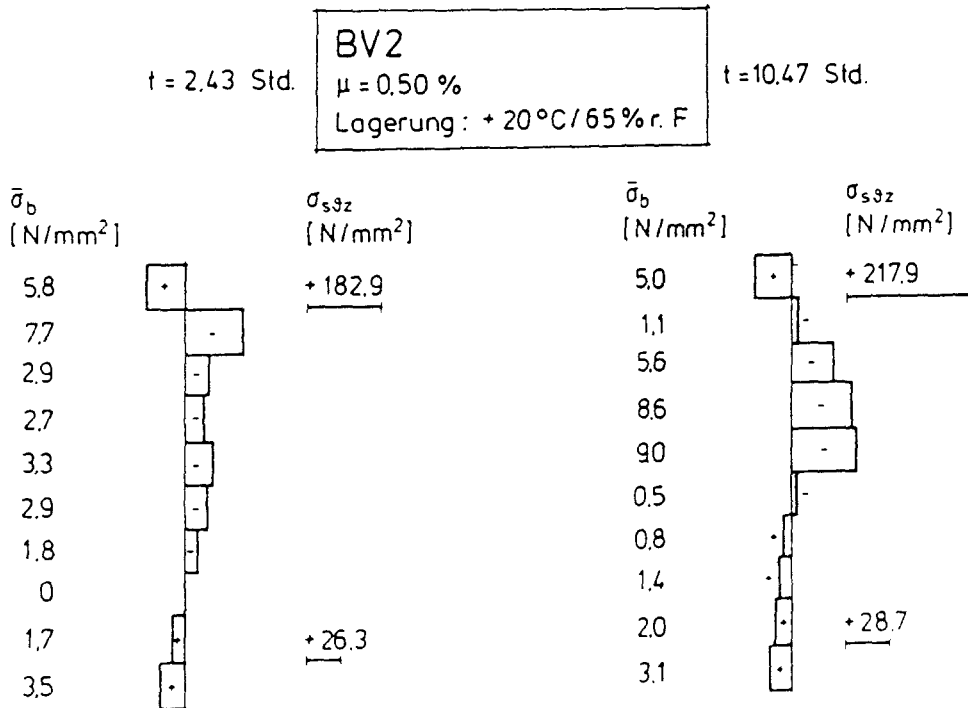
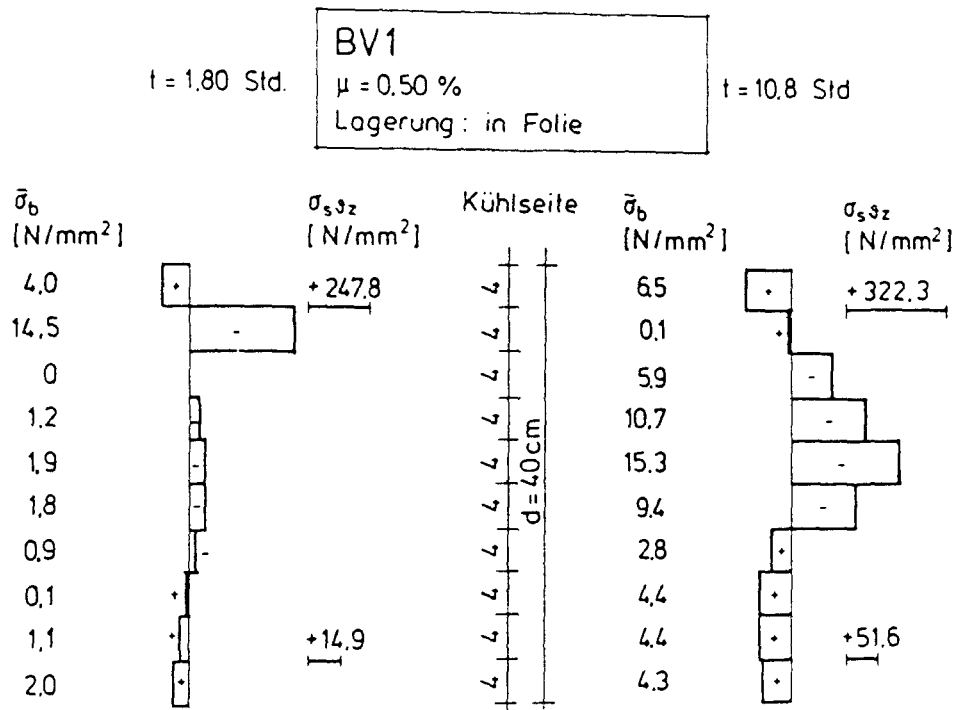


Bild 10.12: Berechnete mittlere Betonspannung an der der Kühlseite gegenüberliegenden Seite der Versuchskörper BV1 und BV2 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit (freie Temperaturverformung, Zustand I)



freie Temperaturverformung
 Zustand I

Bild 10.13: Spannungsverteilung über den Querschnitt der Versuchskörper BV1 und BV2 infolge einseitigen Kälteschocks für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand I (κ, ϵ frei)

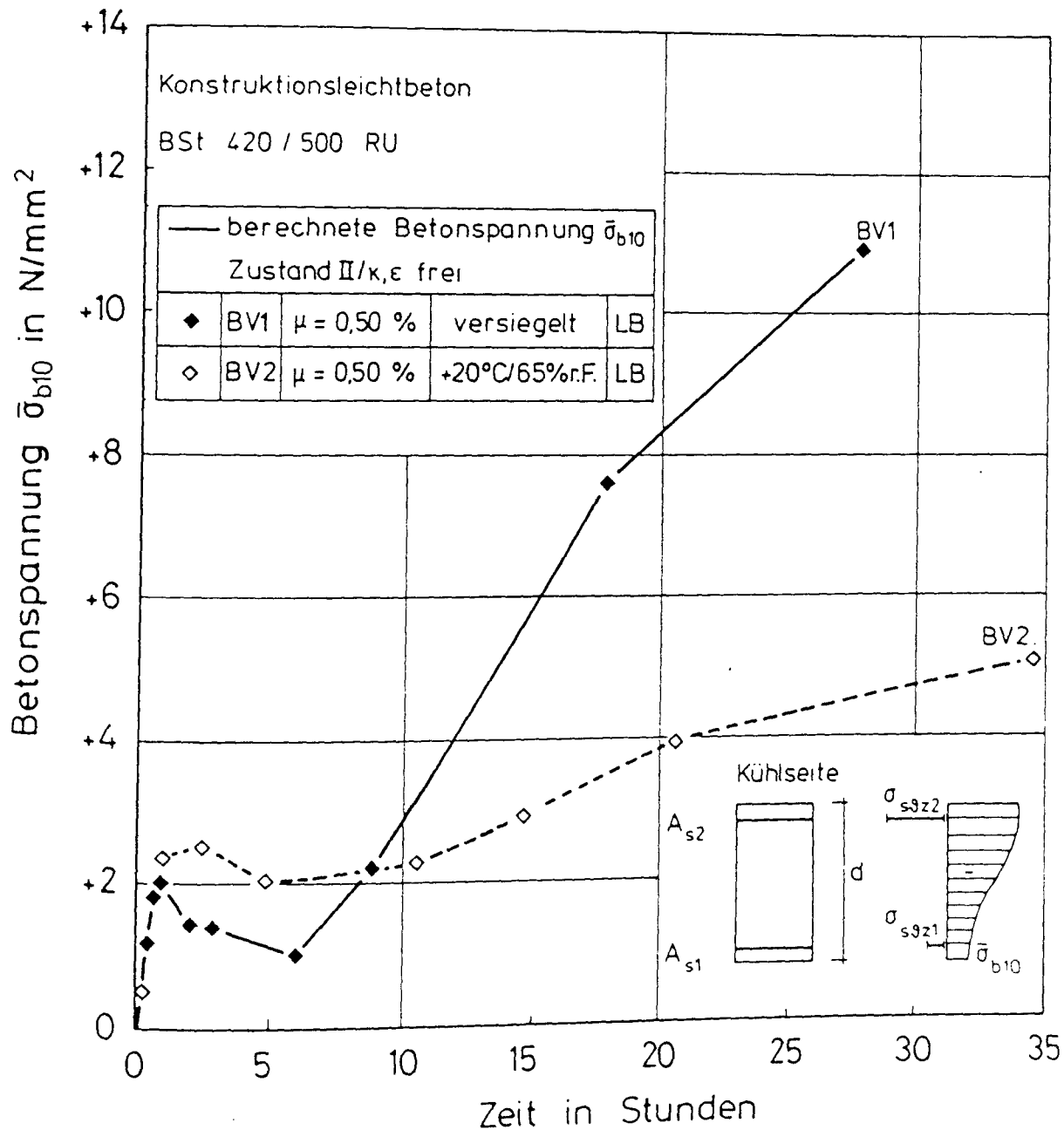


Bild 10.14: Berechnete mittlere Betonspannung an der der Kühlseite gegenüberliegenden Seite der Versuchskörper BV1 und BV2 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit bei Annahme einer Einrißtiefe von 4 cm an der Kühlseite (freie Temperaturverformung)

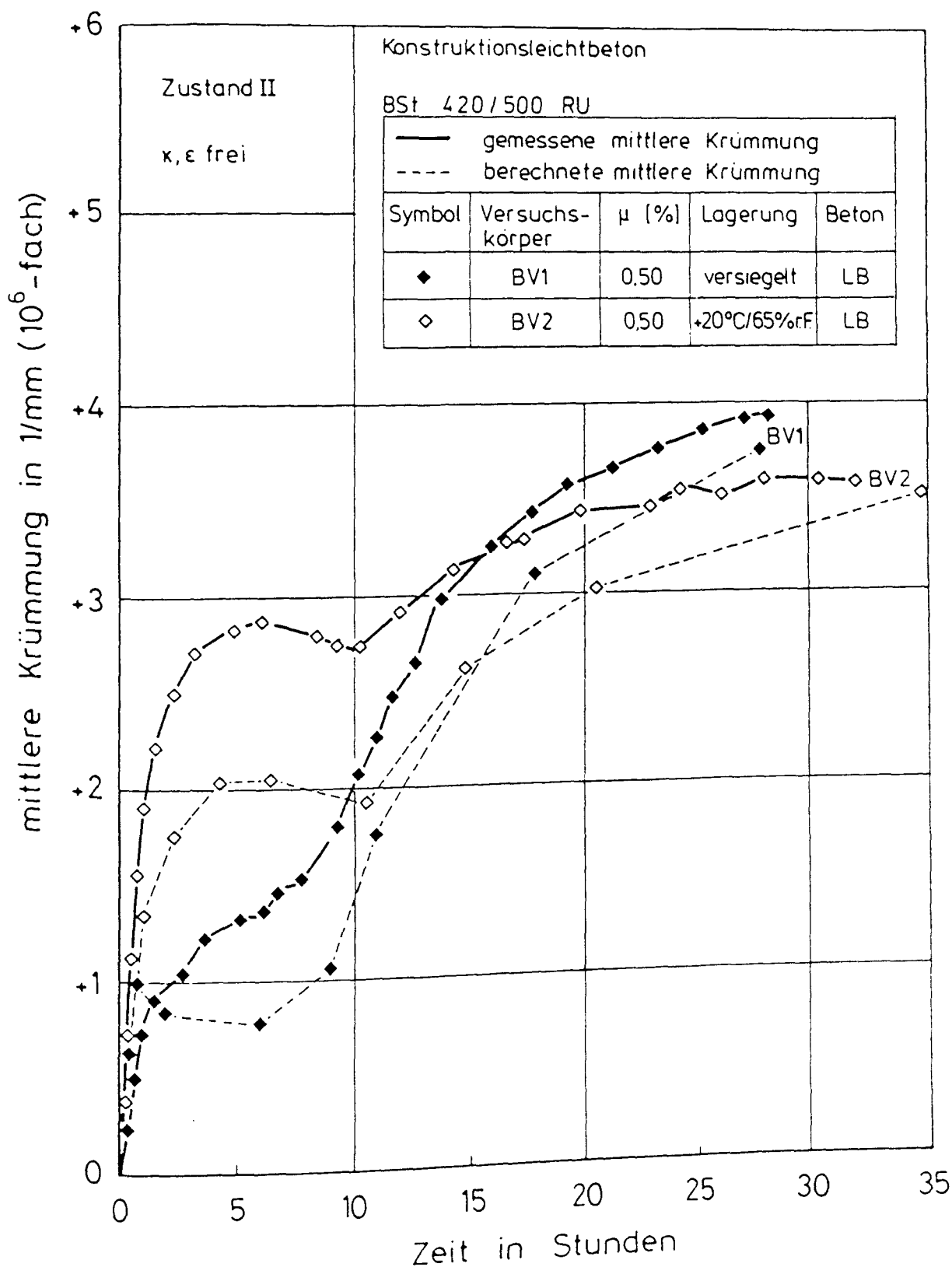


Bild 10.15: Mittlere freie Krümmung (ϵ frei) der Versuchskörper BV1 und BV2 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit im Zustand II; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

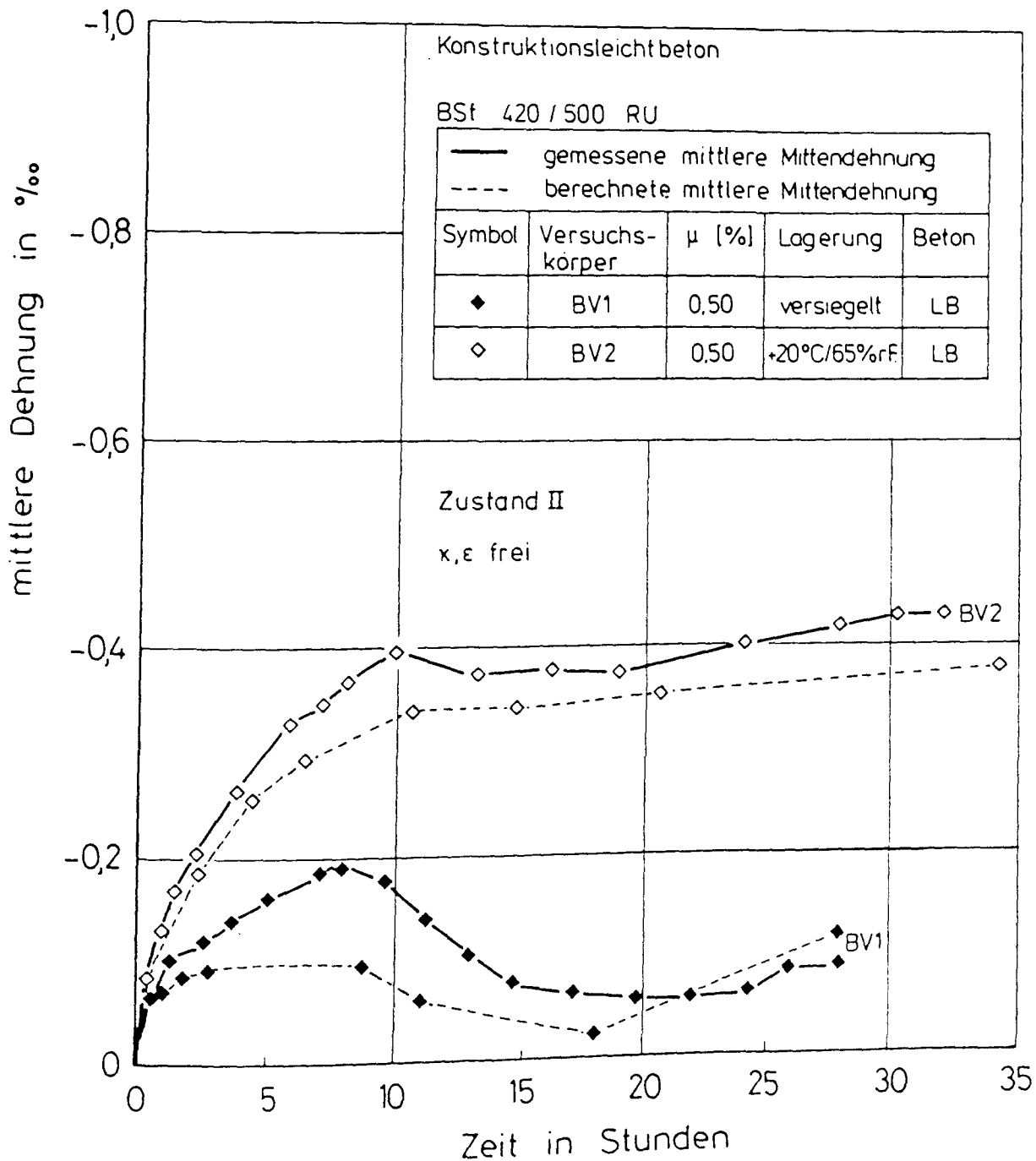


Bild 10.16: Mittlere freie Mittendehnung (κ frei) der Versuchskörper BV1 und BV2 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit im Zustand II; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

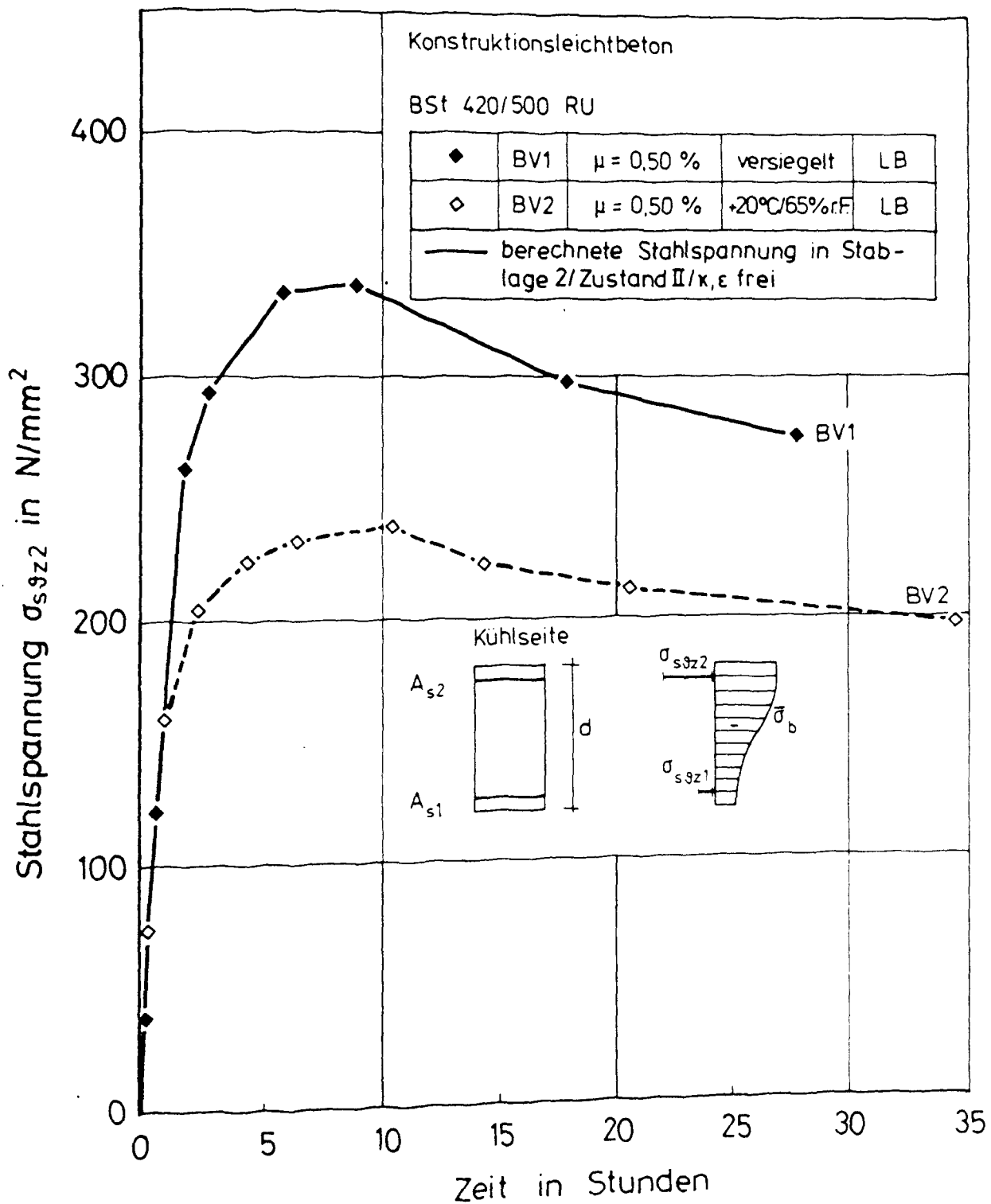


Bild 10.17: Berechnete Stahlspannung in Bewehrungslage 2 der Versuchskörper BV1 und BV2 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit (freie Temperaturverformung, Zustand II)

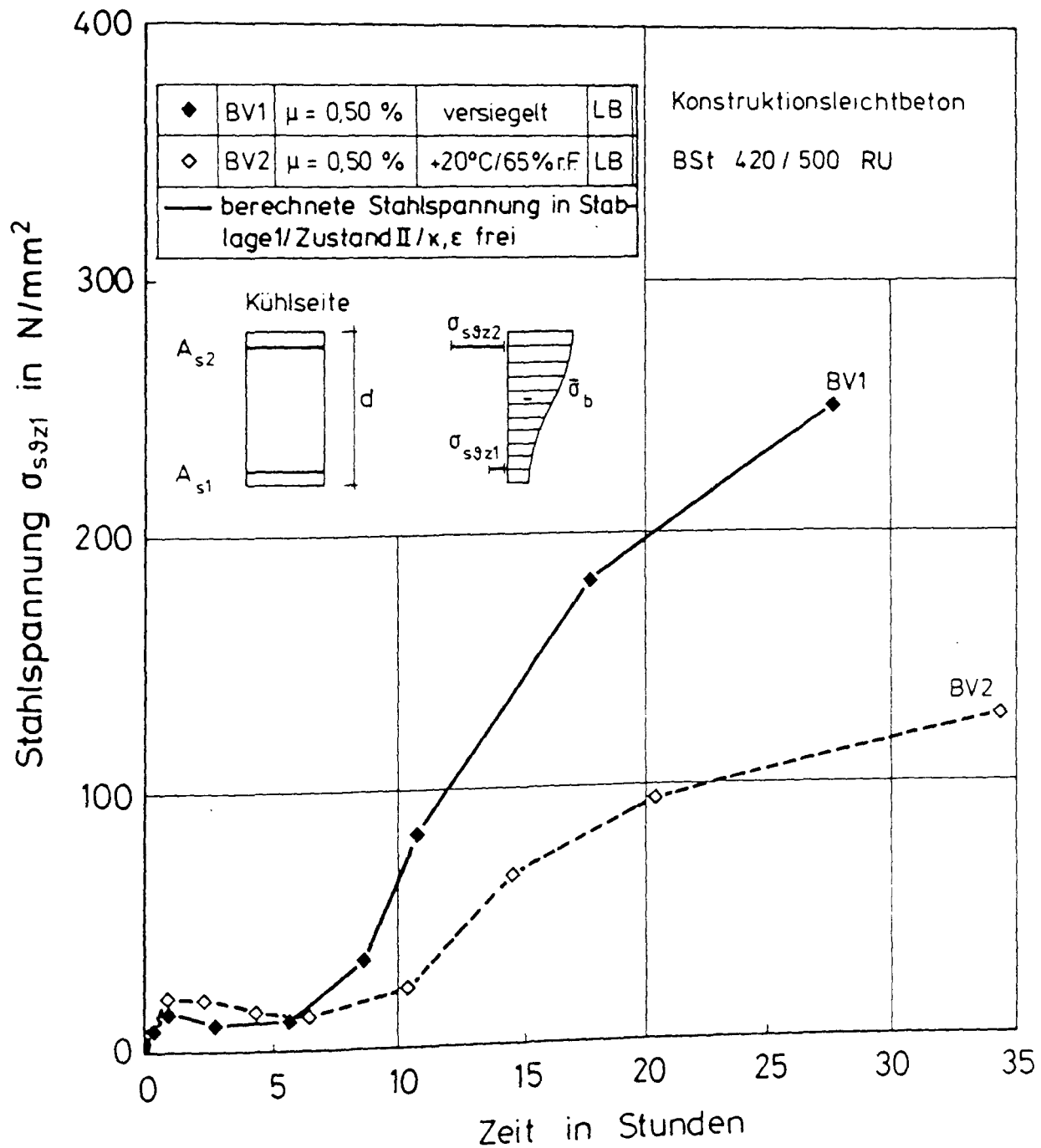
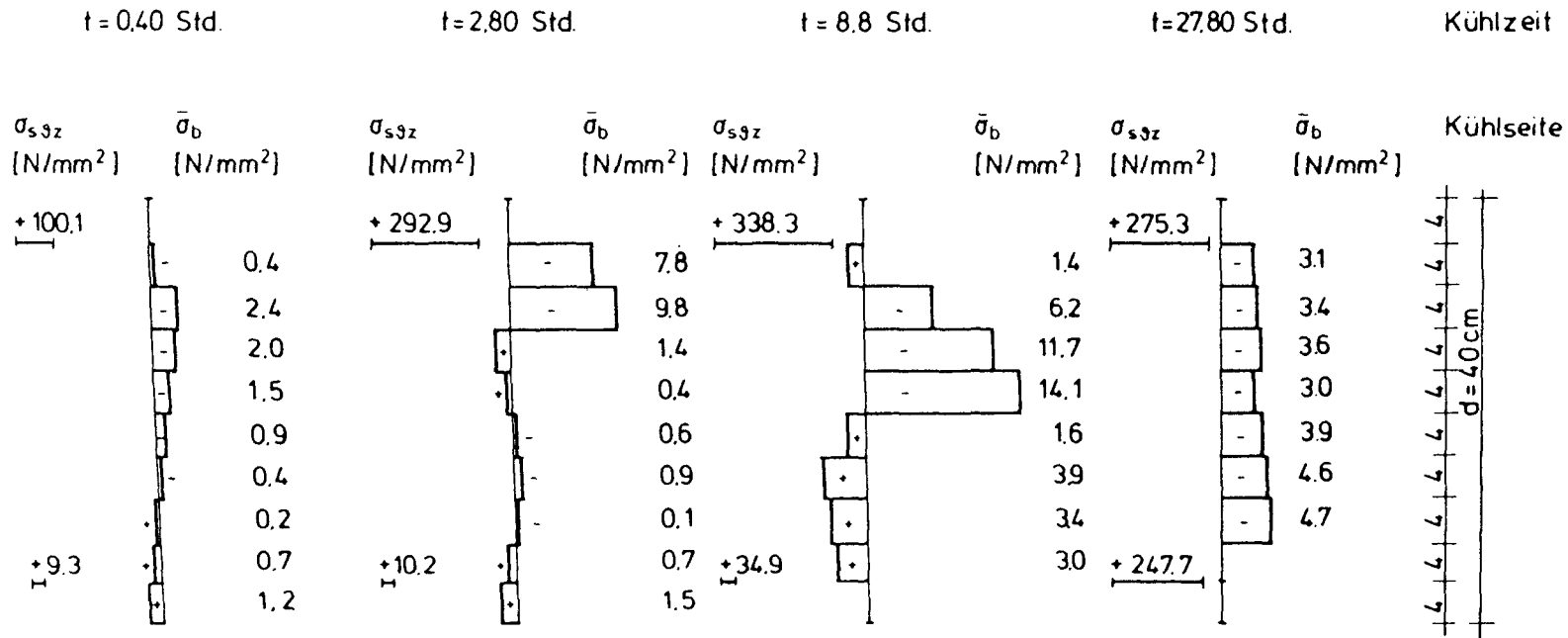
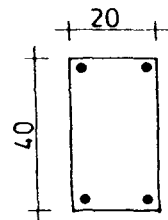


Bild 10.18: Berechnete Stahlspannung in Bewehrungslage I der Versuchskörper BV1 und BV2 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit (freie Temperaturverformung, Zustand II)



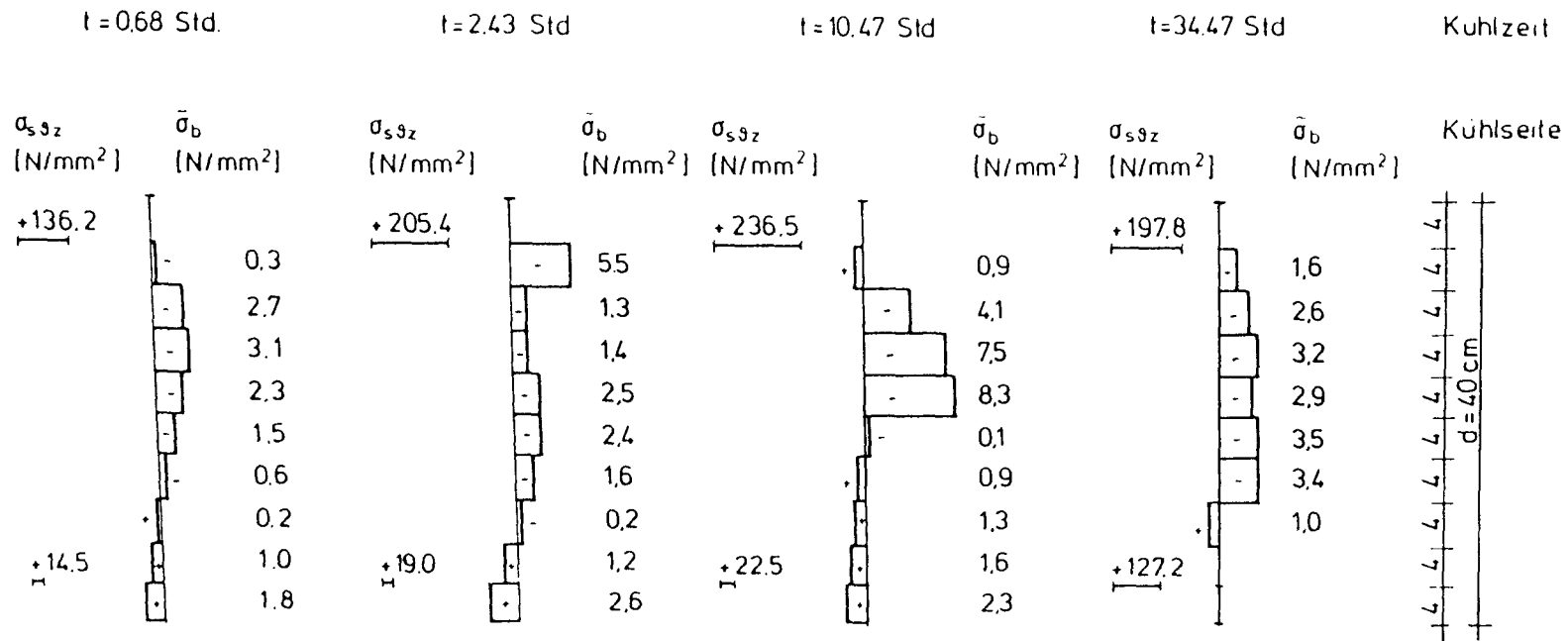
BSt 420/500 RU
 2 x 2 $\phi 16$
 $\mu = 0.50 \%$



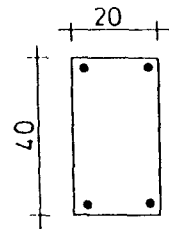
Zustand II
 κ, ϵ frei

BV1
 Konstruktionsleichtbeton
 Lagerung in Folie
 Leichtzuschläge vorgefeuchtet
 $u_m = 12.8 \%$

Bild 10.19: Spannungsverteilung über den Querschnitt von Versuchskörper BV1 infolge einseitigen Kälteschocks für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand II (κ, ϵ frei)



BSt 420/500 RU
 2 x 2 $\phi 16$
 $\mu = 0,50 \%$



Zustand II
 κ, ϵ frei

BV2

Konstruktionsleichtbeton
 Lagerung +20°C/65% r.F.
 Leichtzuschlag ofentrocken
 $u_m = 8,5 \%$

Bild 10.20: Spannungsverteilung über den Querschnitt von Versuchskörper BV2 infolge einseitigen Kälteschocks für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand II (κ, ϵ frei)

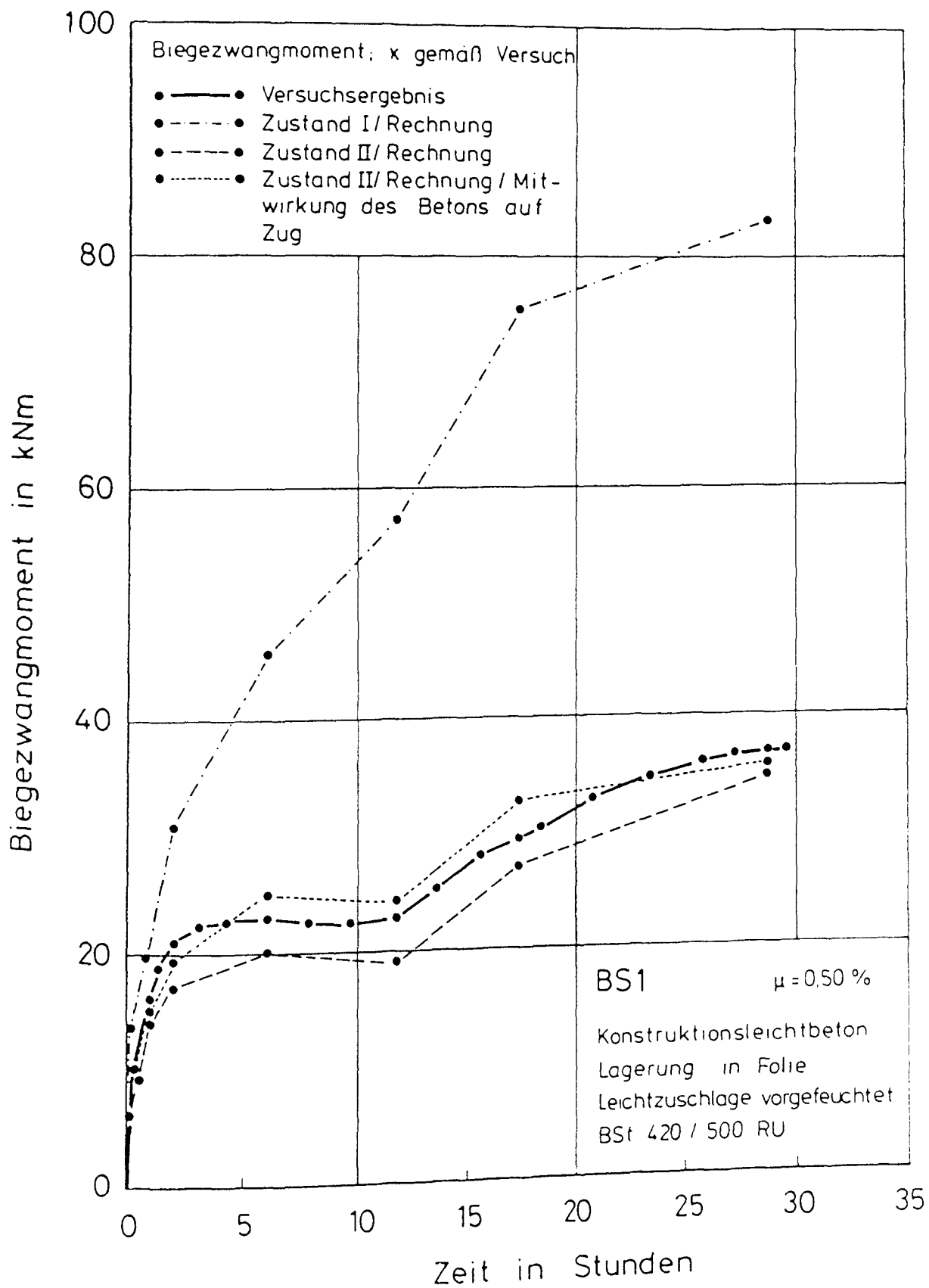


Bild 10.21: Biegezwangmoment infolge einseitigen Kälteschocks von Versuchskörper BS1 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

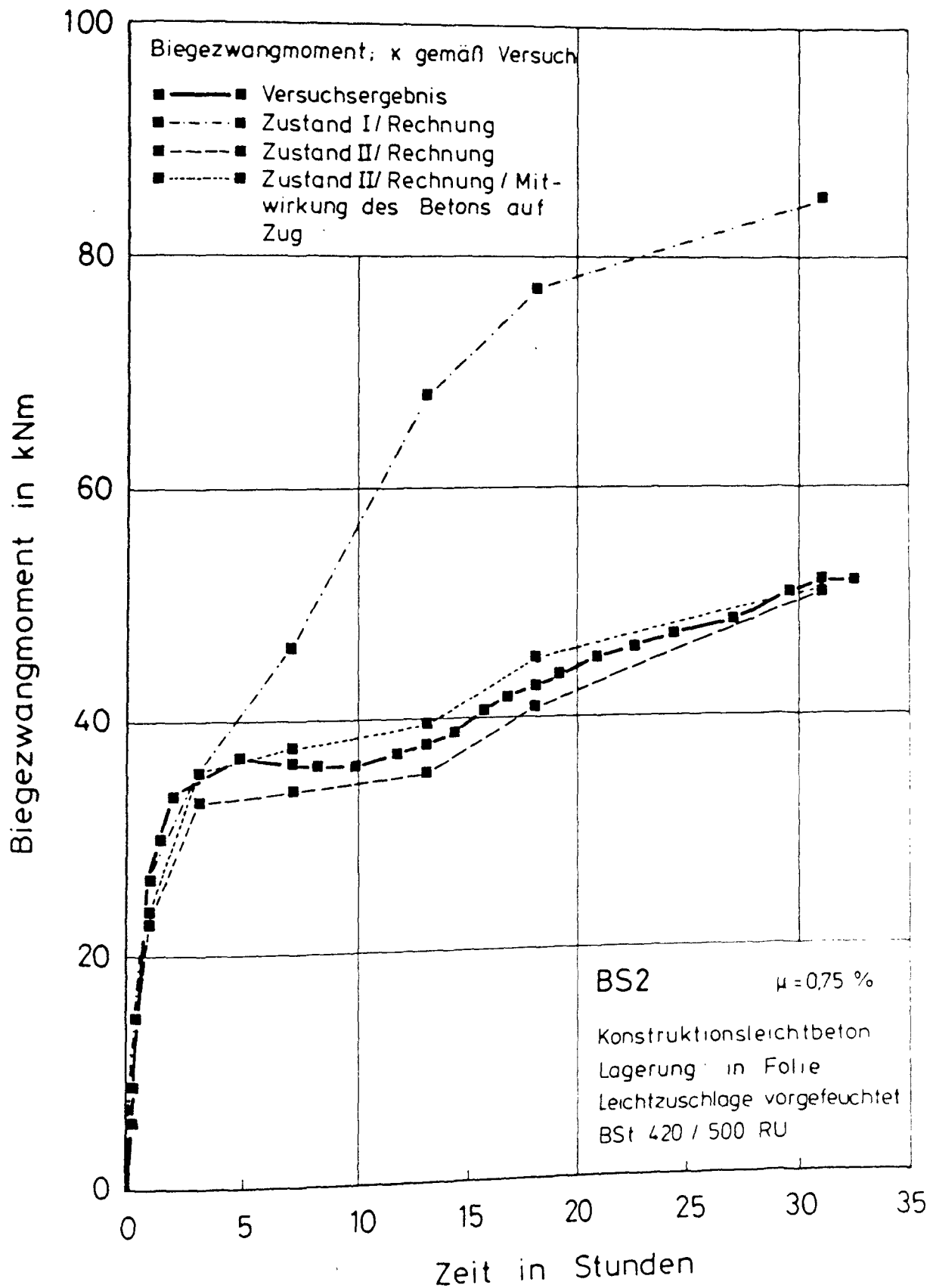


Bild 10.22: Biegezwangmoment infolge einseitigen Kälteschocks von Versuchskörper BS2 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

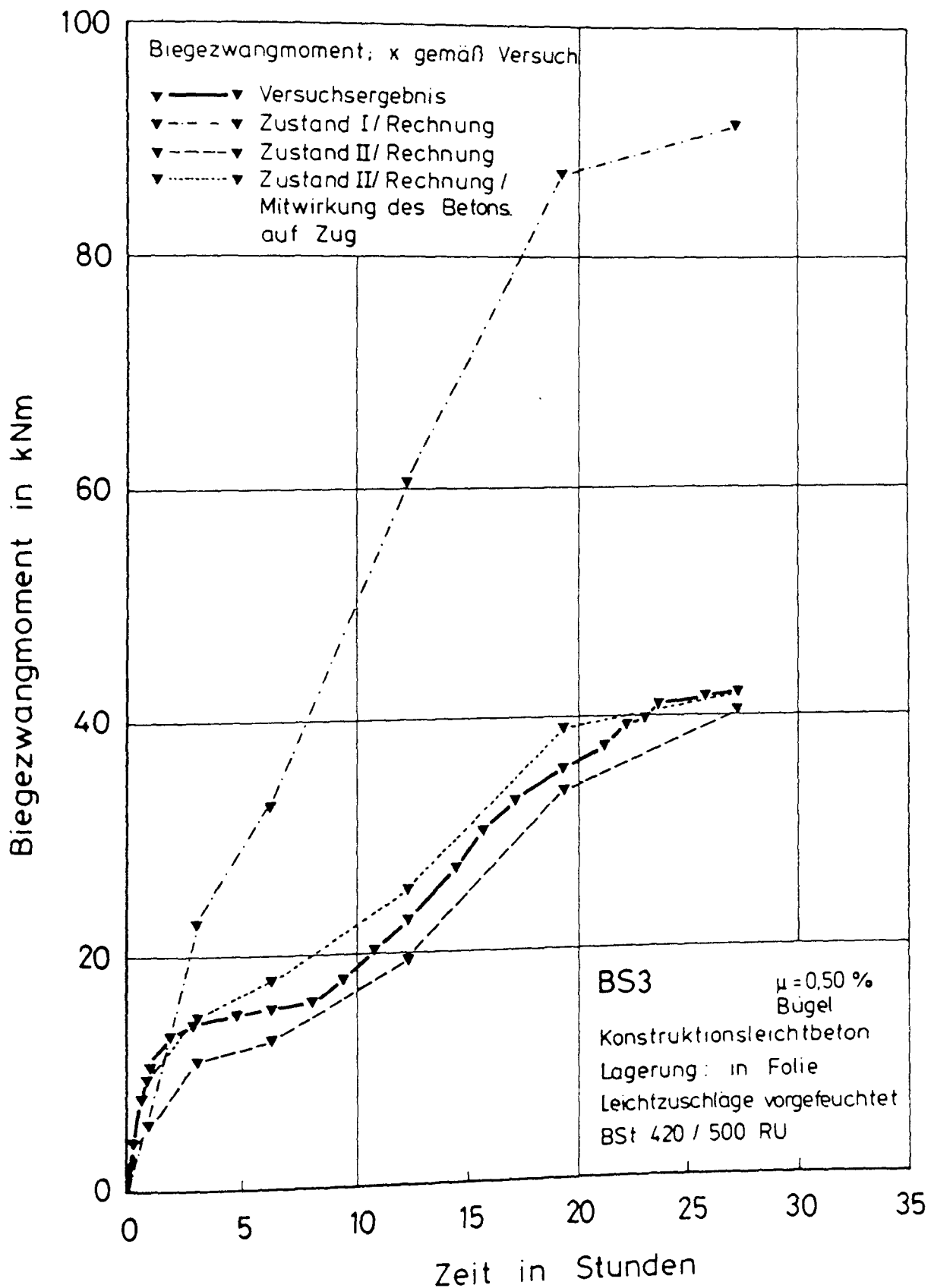


Bild 10.23: Biegezwangmoment infolge einseitigen Kälteschocks von Versuchskörper BS3 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

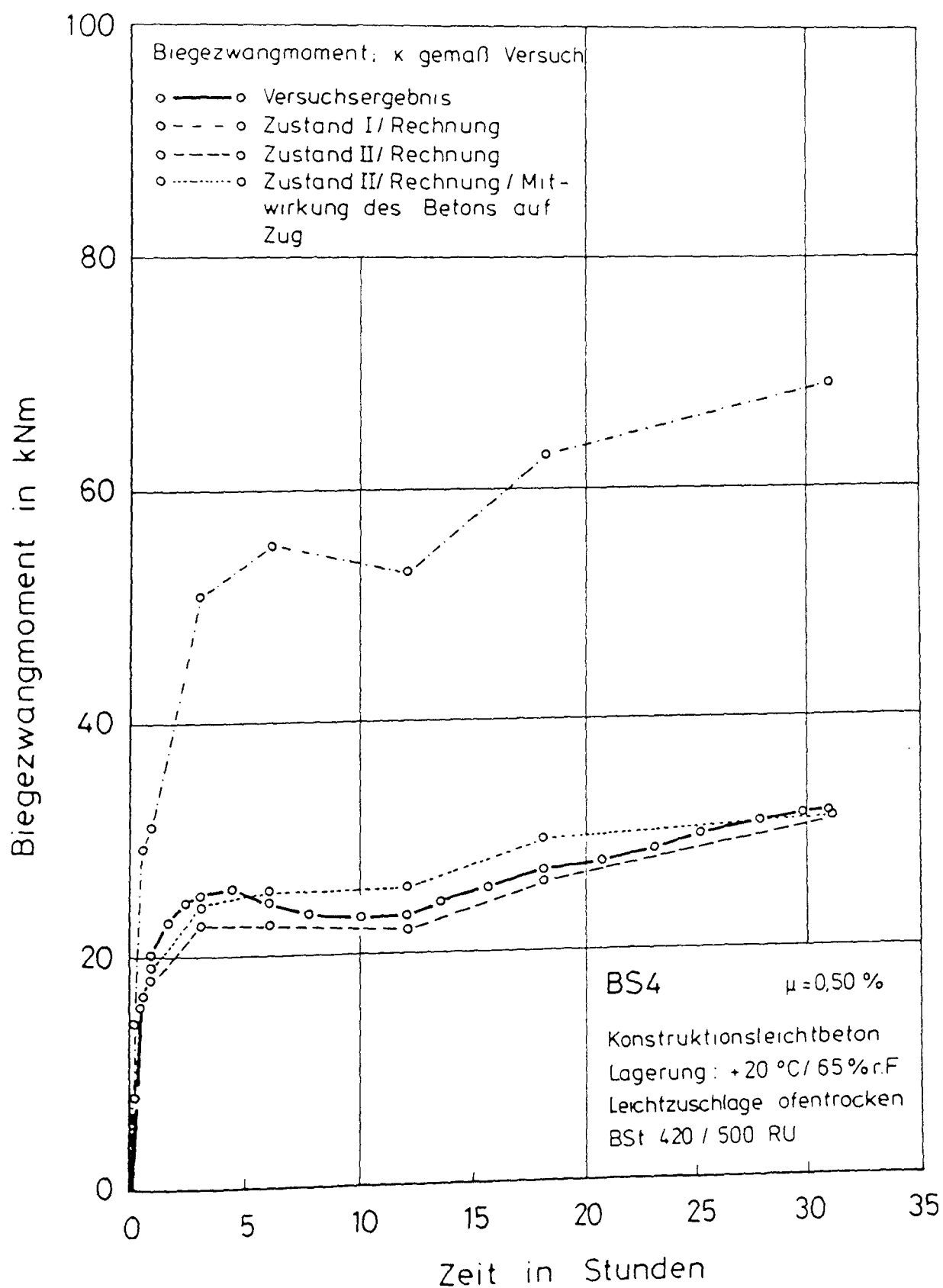


Bild 10.24: Biegezwangmoment infolge einseitigen Kälteschocks von Versuchskörper BS4 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

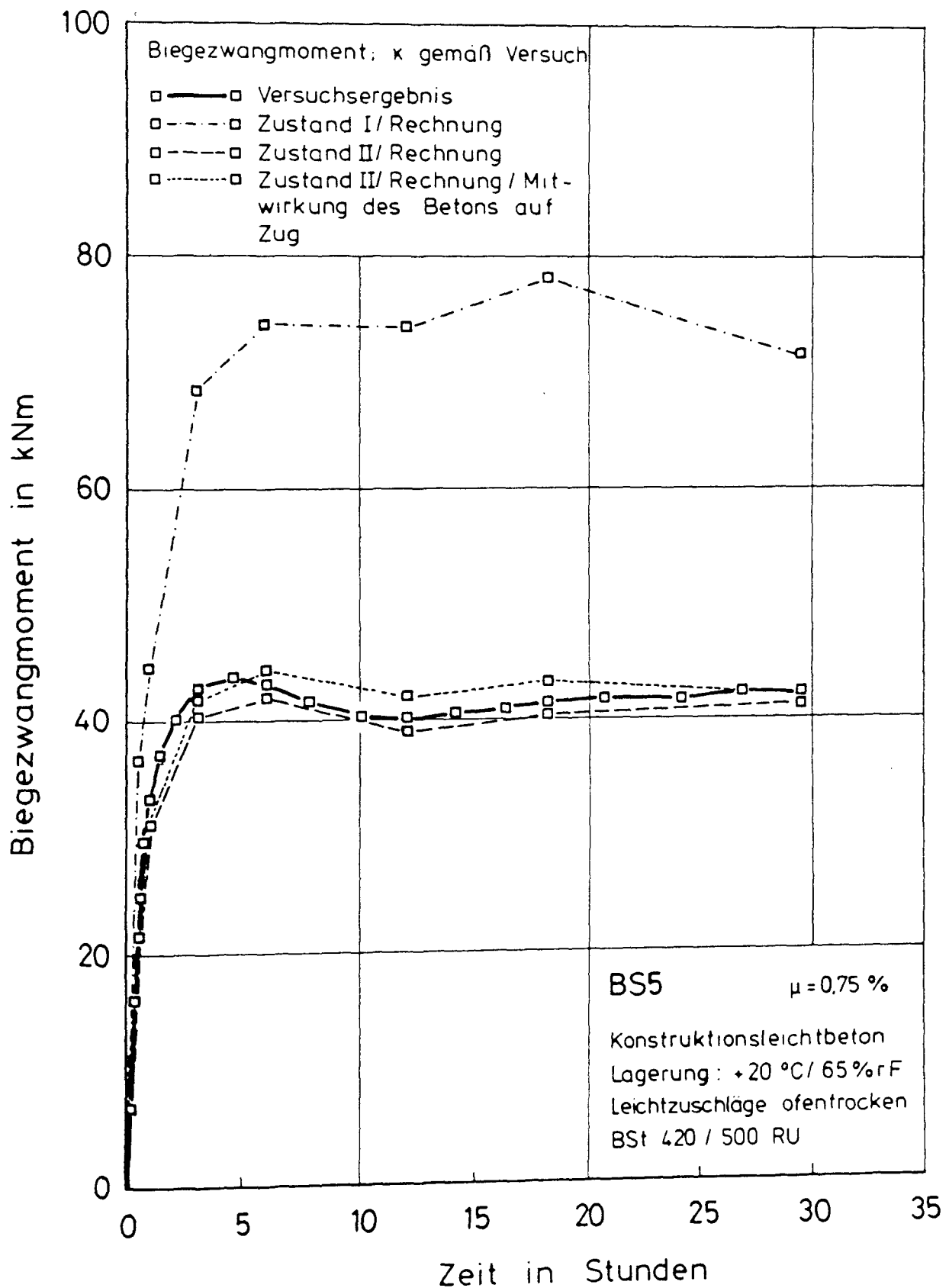


Bild 10.25: Biegezwangmoment infolge einseitigen Kälteschocks von Versuchskörper BS5 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

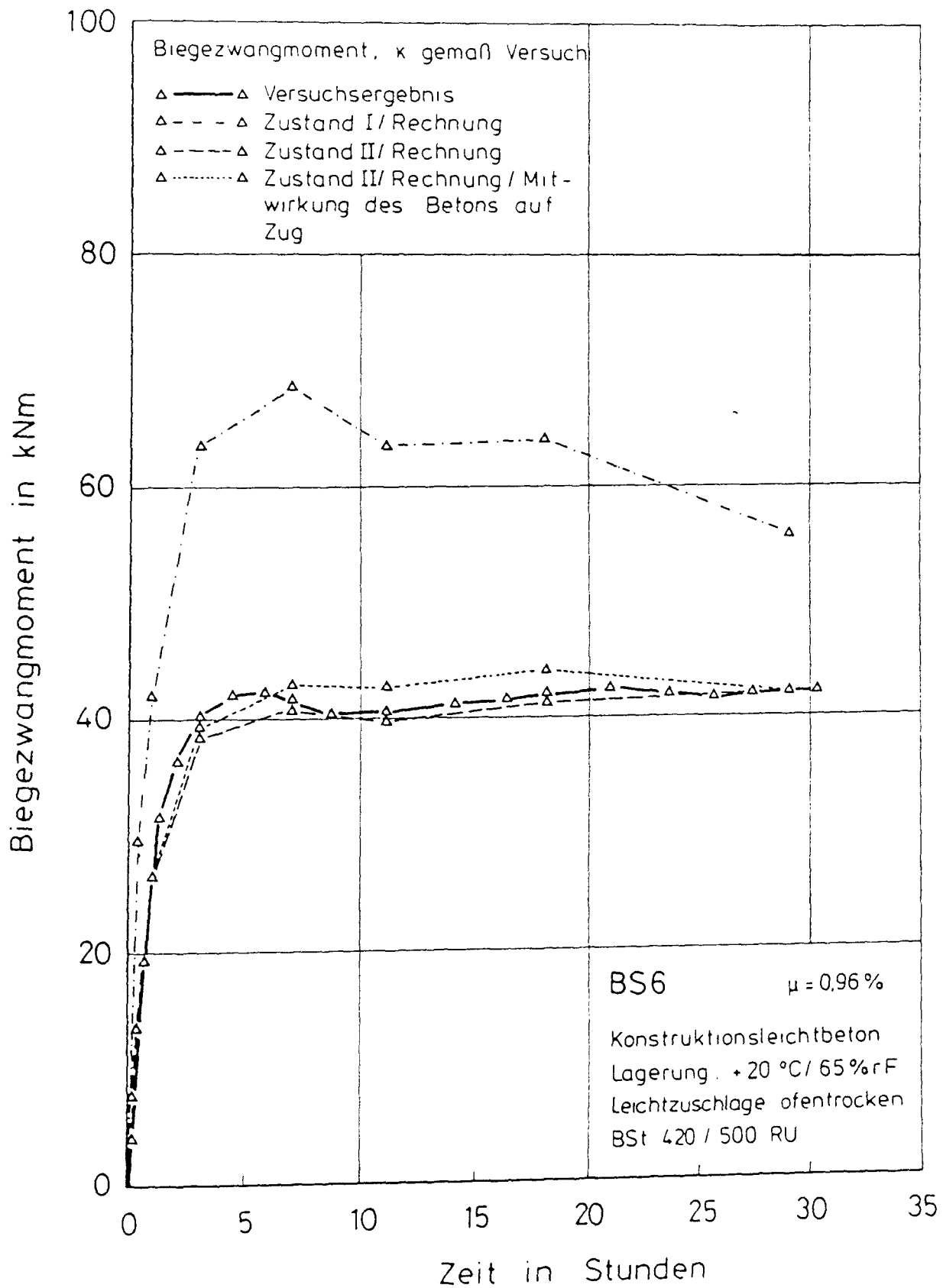


Bild 10.26: Biegezwangmoment infolge einseitigen Kälteschocks von Versuchskörper BS6 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

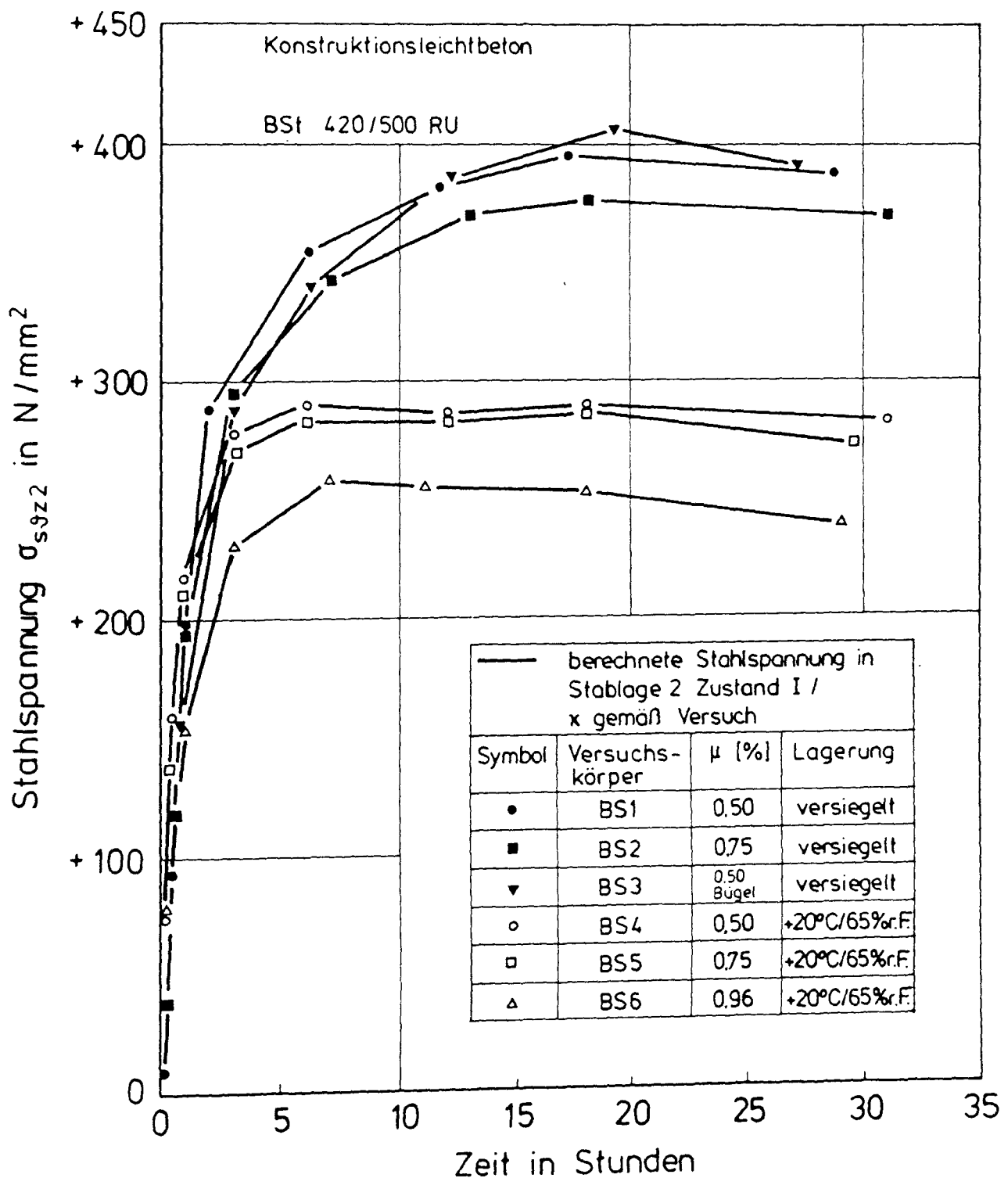


Bild 10.27: Berechnete Stahlspannung in Bewehrungslage 2 der Versuchskörper BS1 bis BS6 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit im Zustand I (κ gemäß Versuch, ε frei)

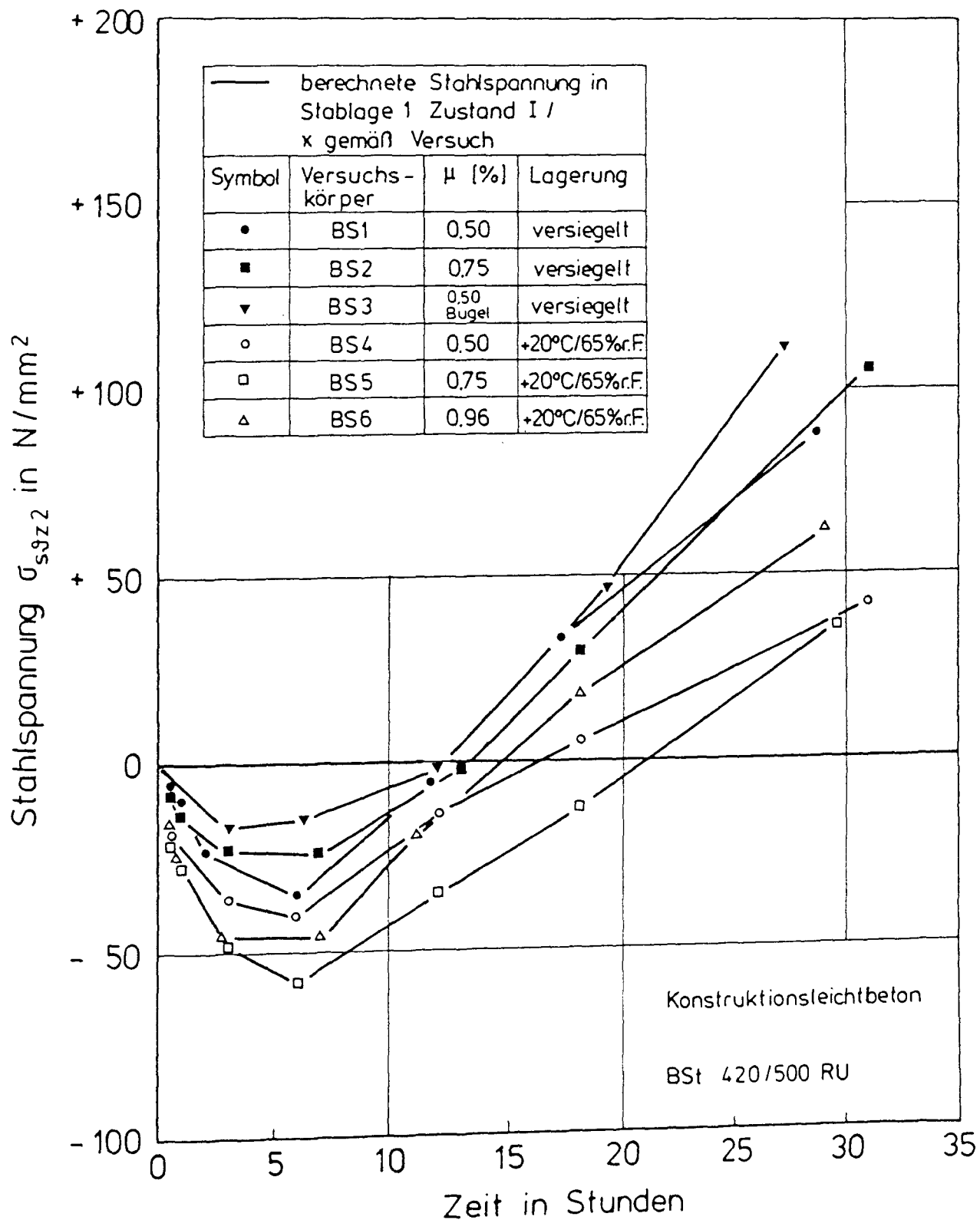


Bild 10.28: Berechnete Stahlspannung in Bewehrungslage 1 der Versuchskörper BS1 bis BS6 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit im Zustand I (κ gemäß Versuch, ε frei)

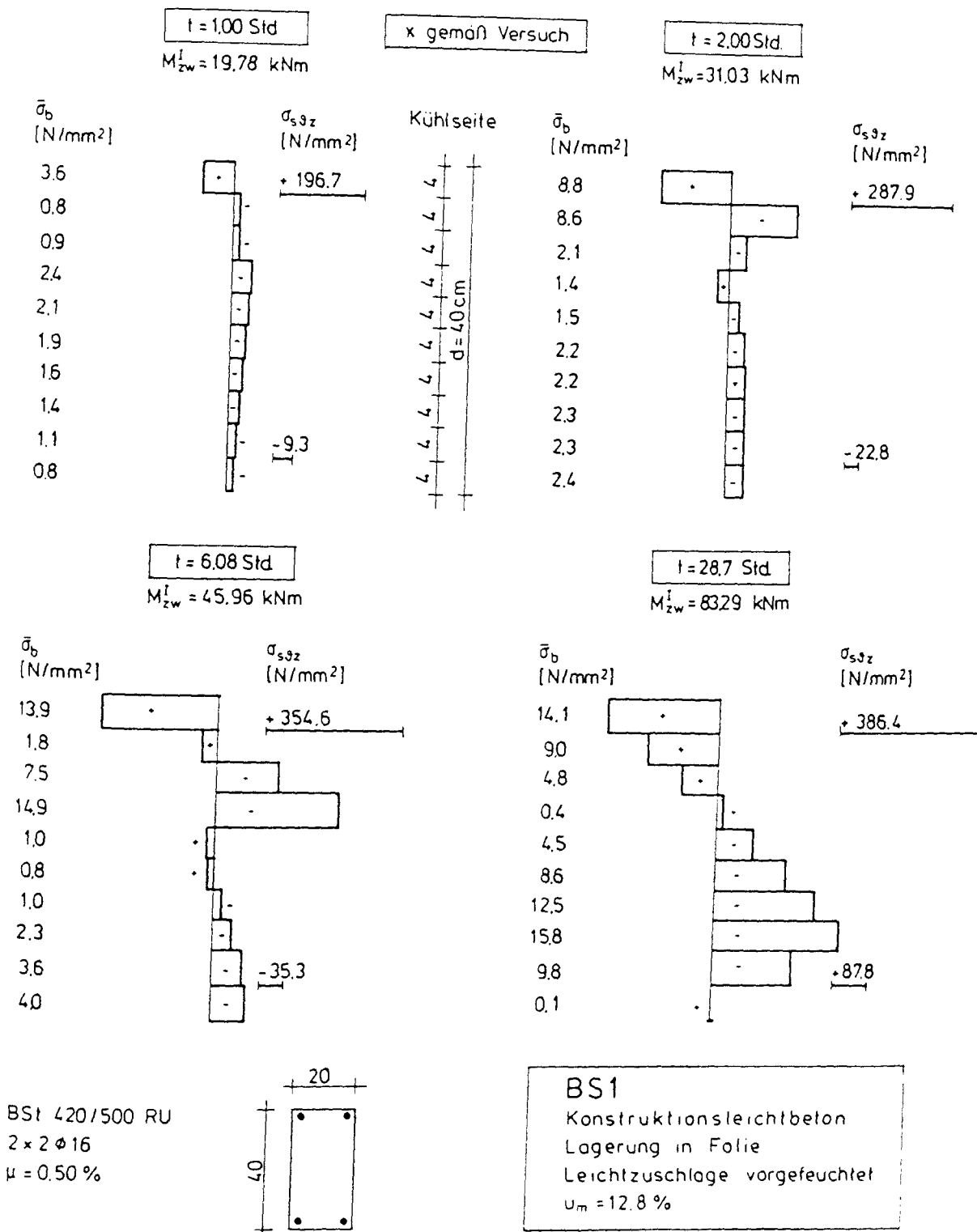


Bild 10.29: Spannungsverteilung über den Querschnitt von Versuchskörper BS1 infolge einseitigen Kälteschocks für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand I (κ gemäß Versuch, ε frei)

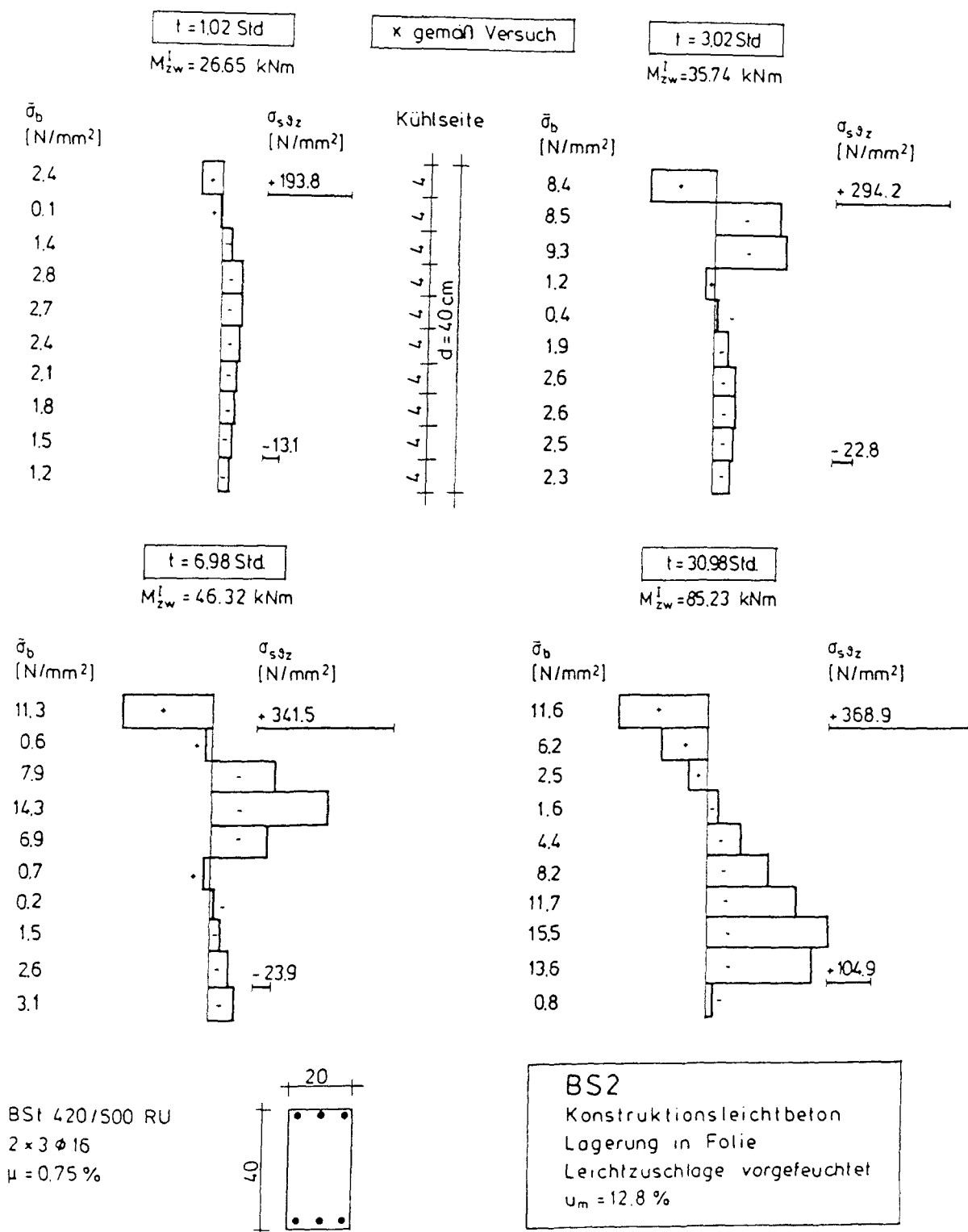


Bild 10.30: Spannungsverteilung über den Querschnitt von Versuchskörper BS2 infolge einseitigen Kälteschocks für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand I (κ gemäß Versuch, ε frei)

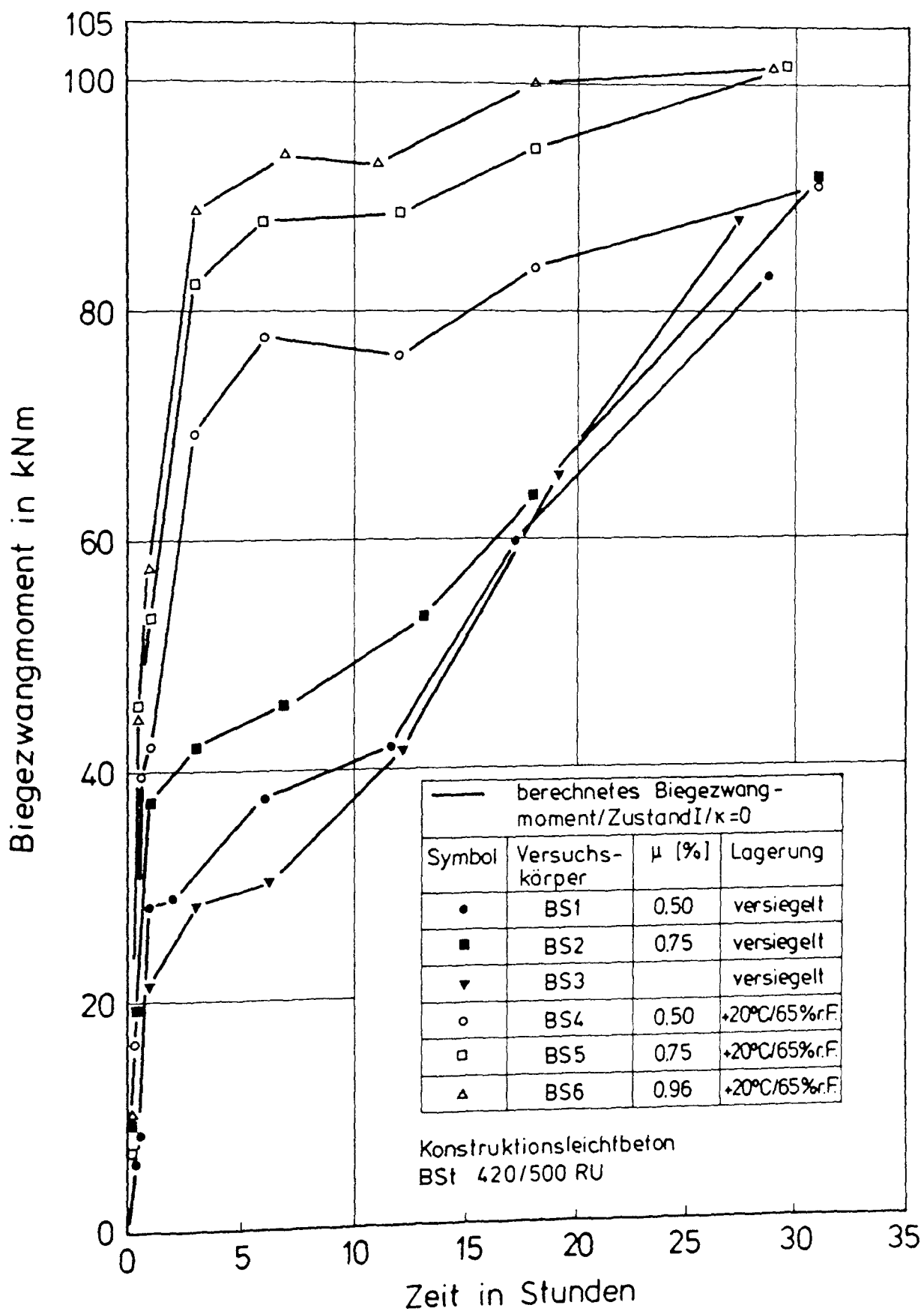


Bild 10.32: Berechnetes Biegezwangmoment infolge einseitigen Kälteschocks der Versuchskörper BS1 bis BS6 in Abhängigkeit von der Kühlzeit im Zustand I ($\kappa = 0$, ε frei)

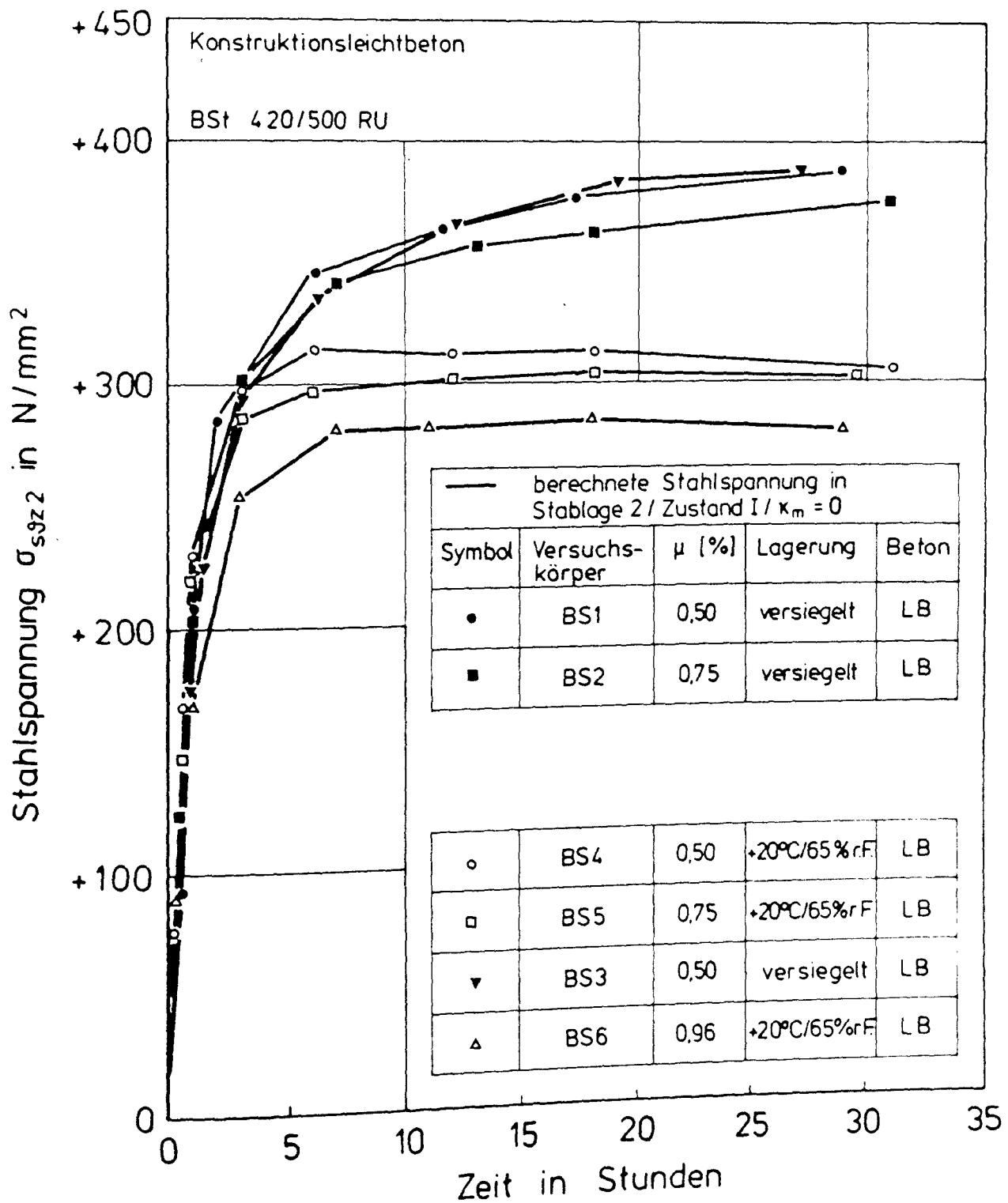


Bild 10.33: Berechnete Stahlspannung in Bewehrungslage 2 der Versuchskörper BS1 bis BS6 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit im Zustand I ($\kappa = 0$, ε frei)

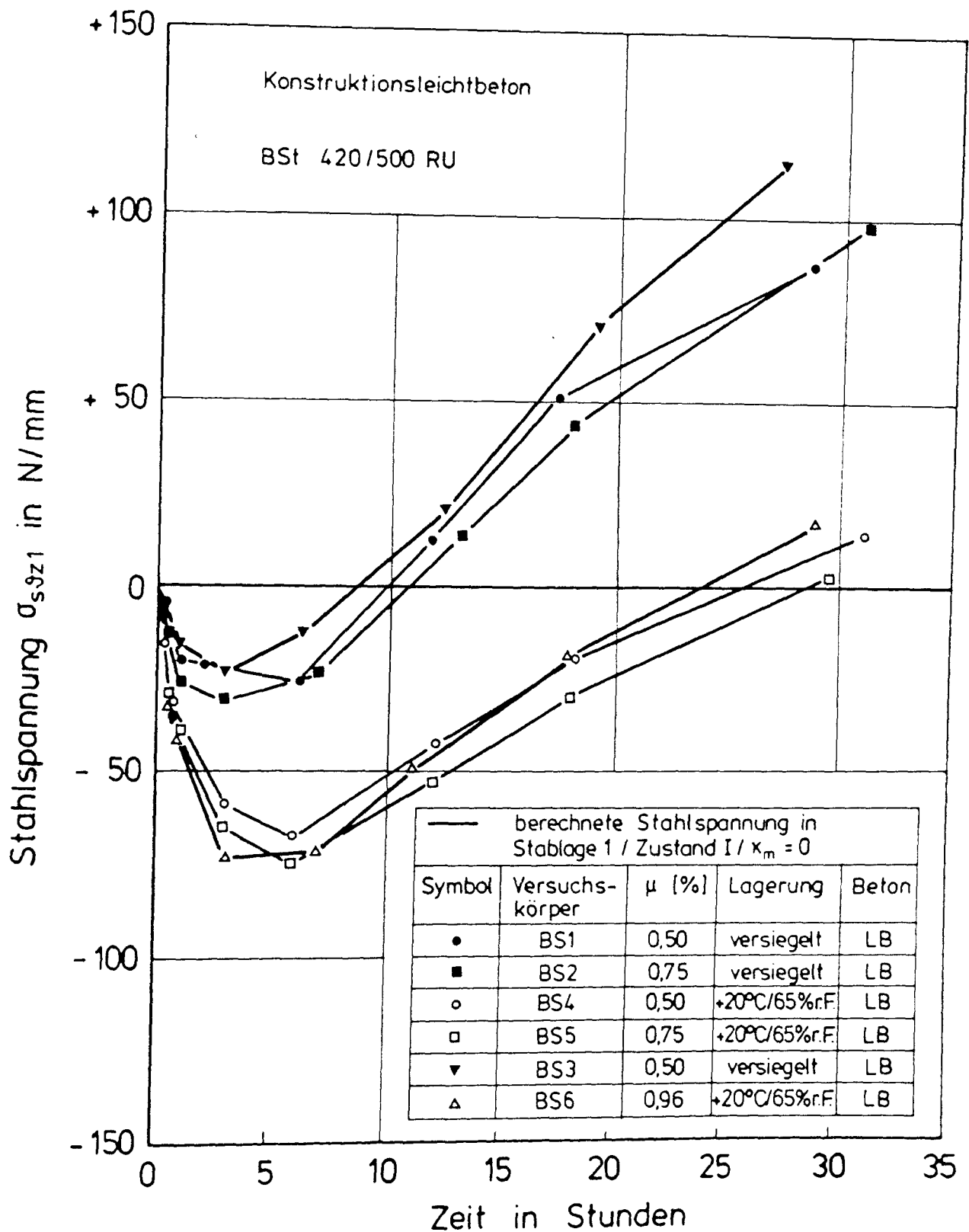


Bild 10.34: Berechnete Stahlspannung in Bewehrungslage 1 der Versuchskörper BS1 bis BS6 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit im Zustand I ($\kappa = 0$, ε frei)

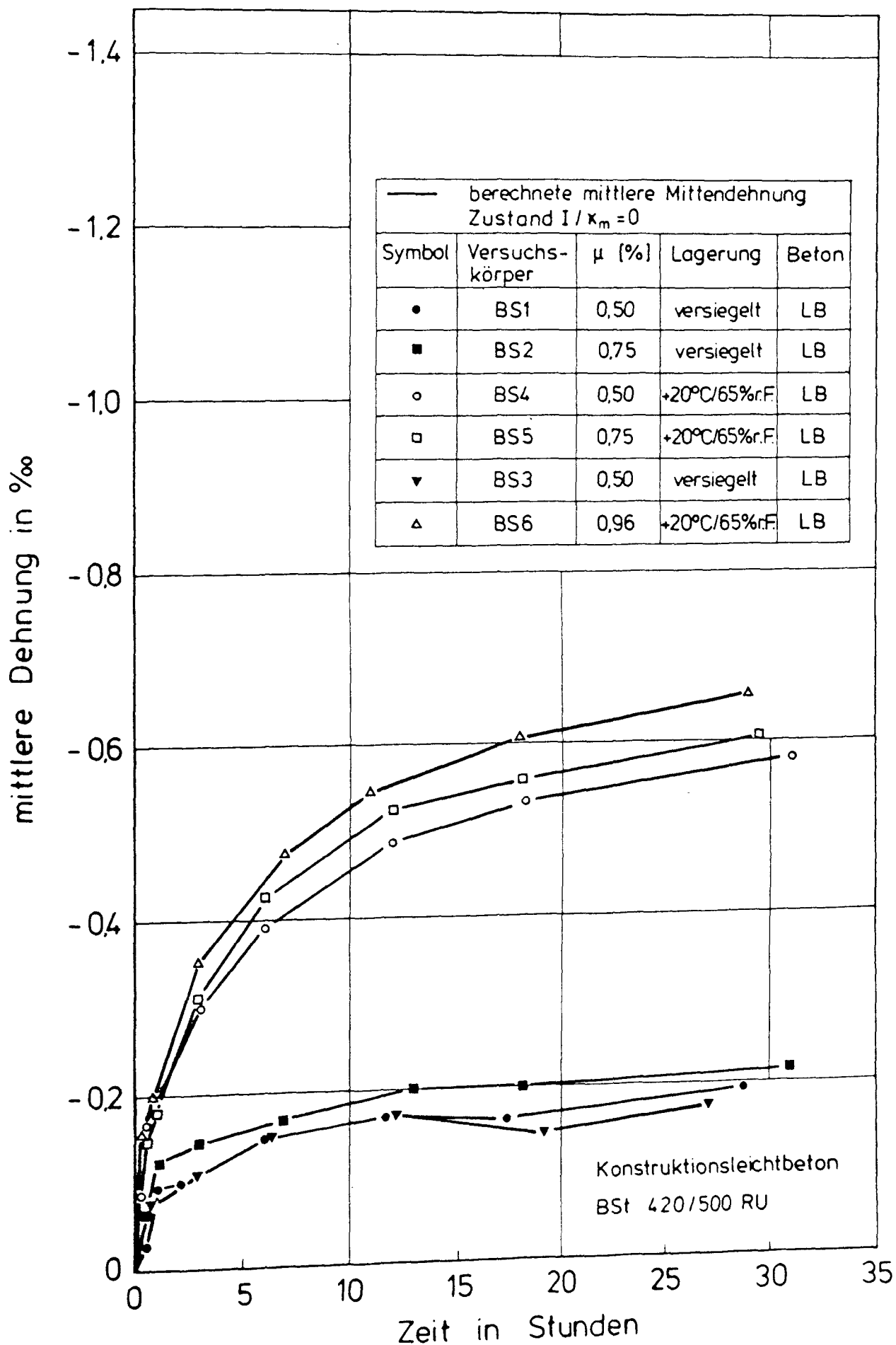


Bild 10.35: Berechnete mittlere Mittendehnung der Versuchskörper BS1 bis BS6 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit im Zustand I ($\kappa = 0$)

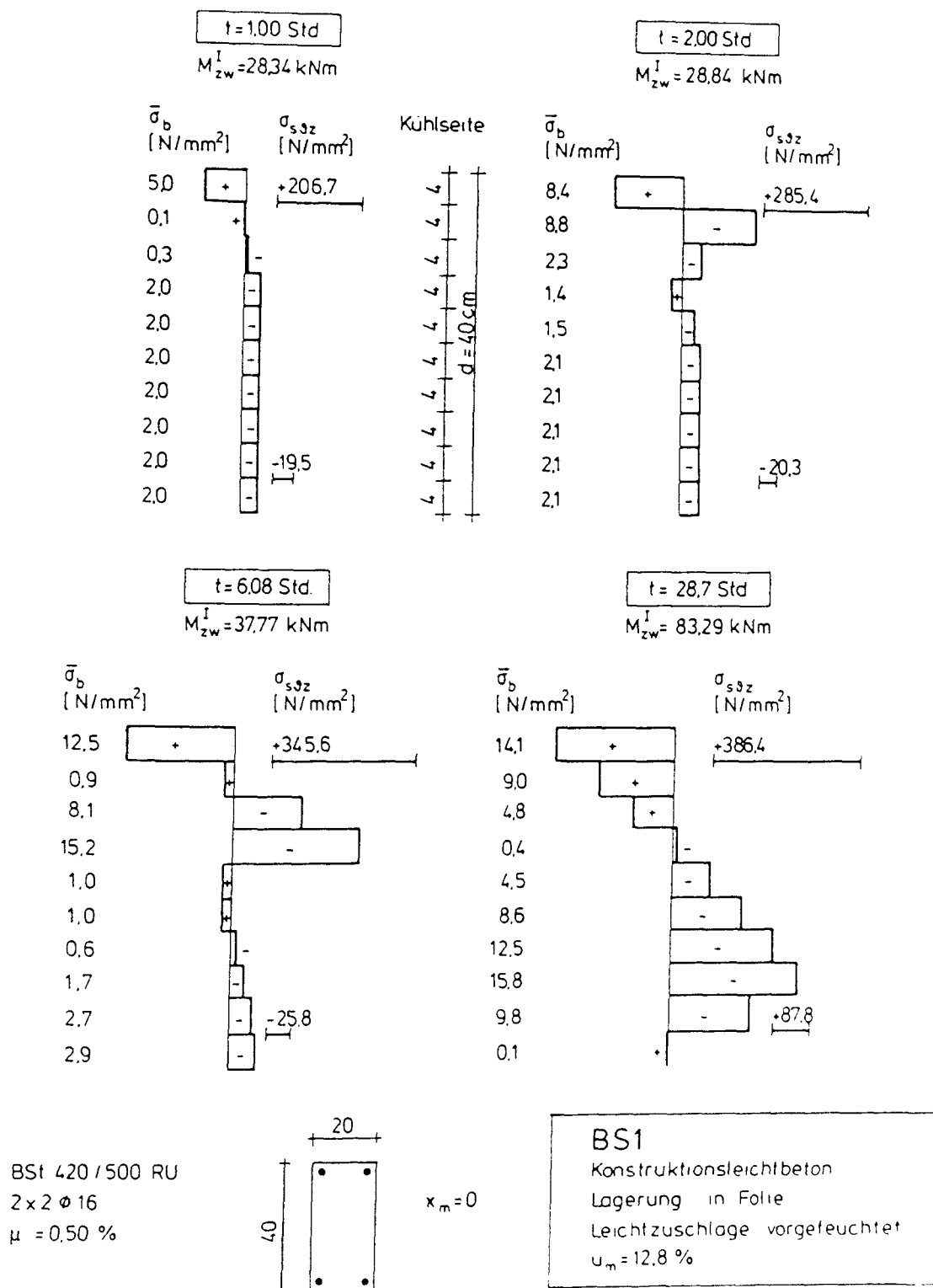


Bild 10.36: Spannungsverteilung über den Querschnitt von Versuchskörper BS1 infolge einseitigen Kälteschocks für ausgeählte Kühlzeiten im Zustand I ($\kappa = 0$, ε frei)

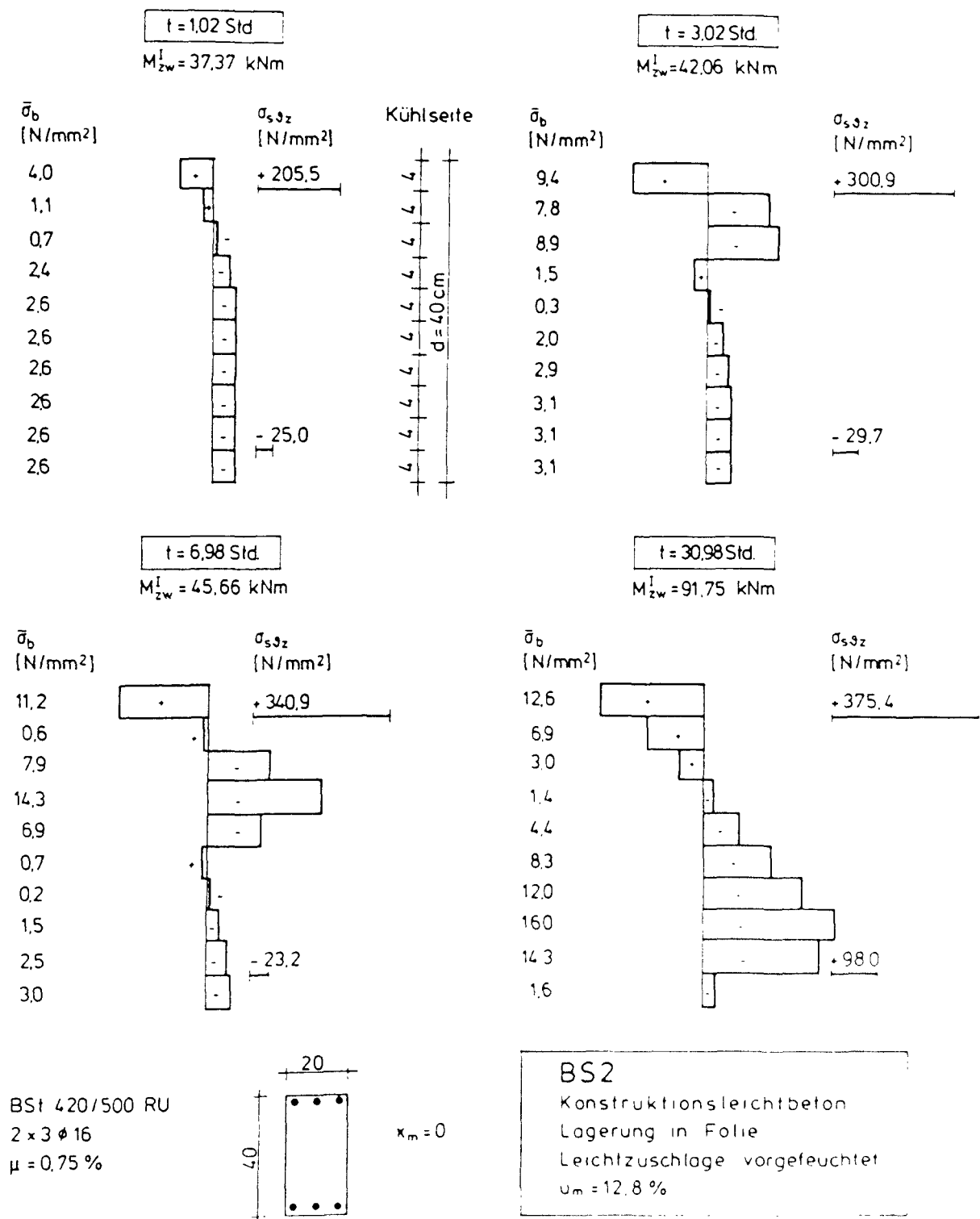


Bild 10.37: Spannungsverteilung über den Querschnitt von Versuchskörper BS2 infolge einseitigen Kälteschocks für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand I ($\kappa = 0$, ε frei)

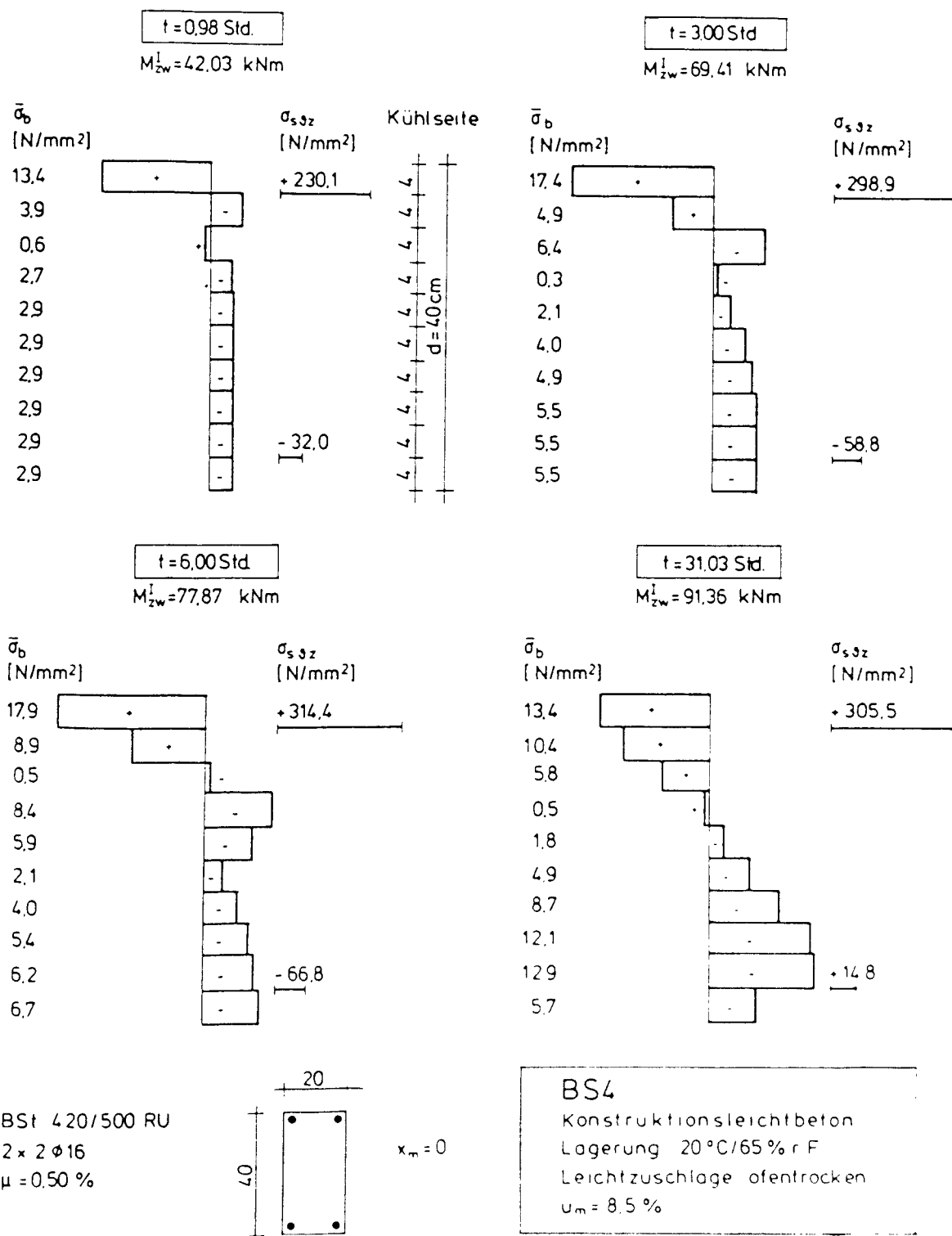


Bild 10.38: Spannungsverteilung über den Querschnitt von Versuchskörper BS4 infolge einseitigen Kalteschocks für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand I ($\kappa = 0$, ϵ frei)

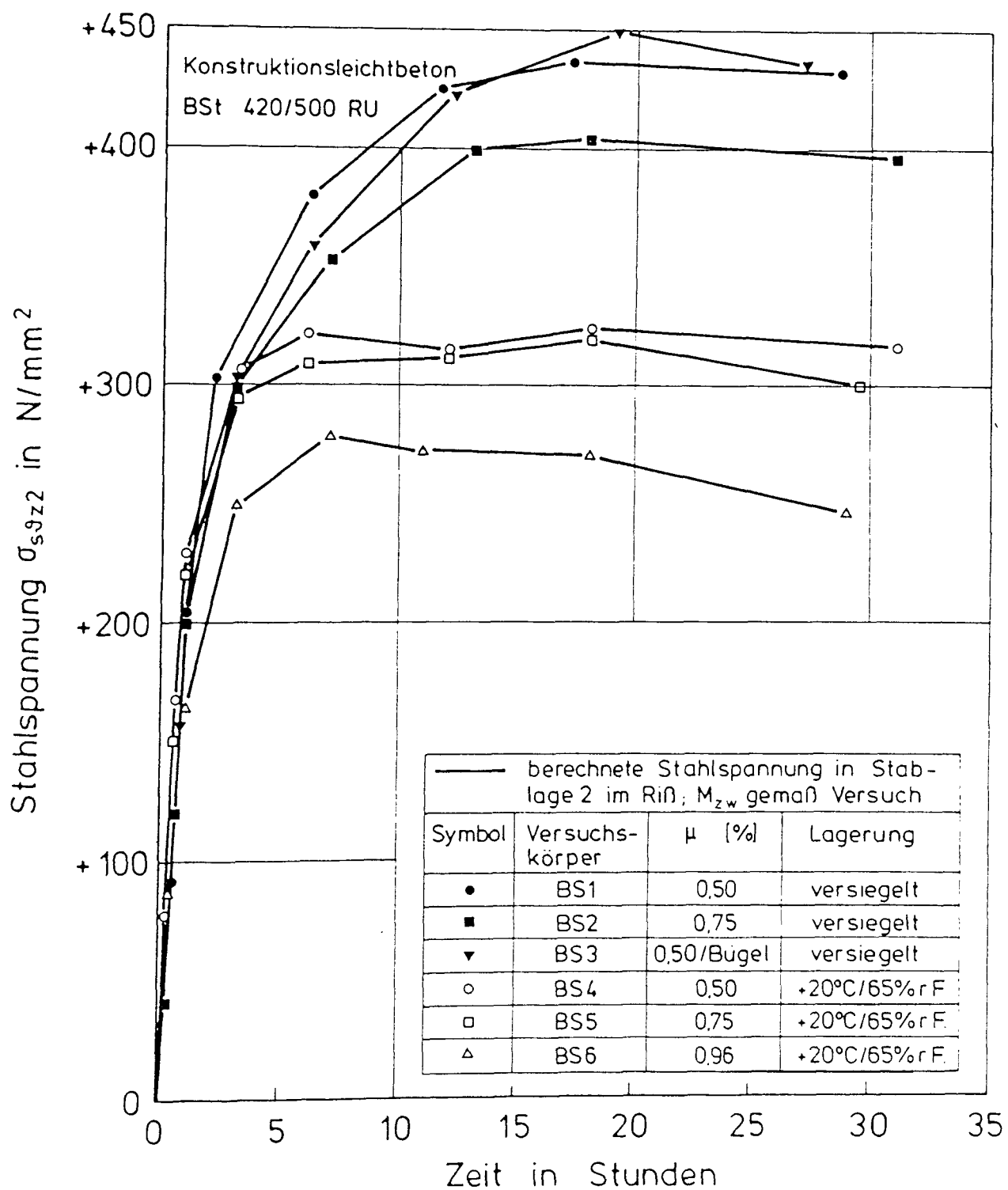


Bild 10.39: Berechnete Stahlspannung in Bewehrungslage 2 der Versuchskörper BS1 bis BS6 infolge einseitigen Kälteschocks im Rißquerschnitt in Abhängigkeit von der Kühlzeit (M_{zw} gemäß Versuch, ϵ frei)

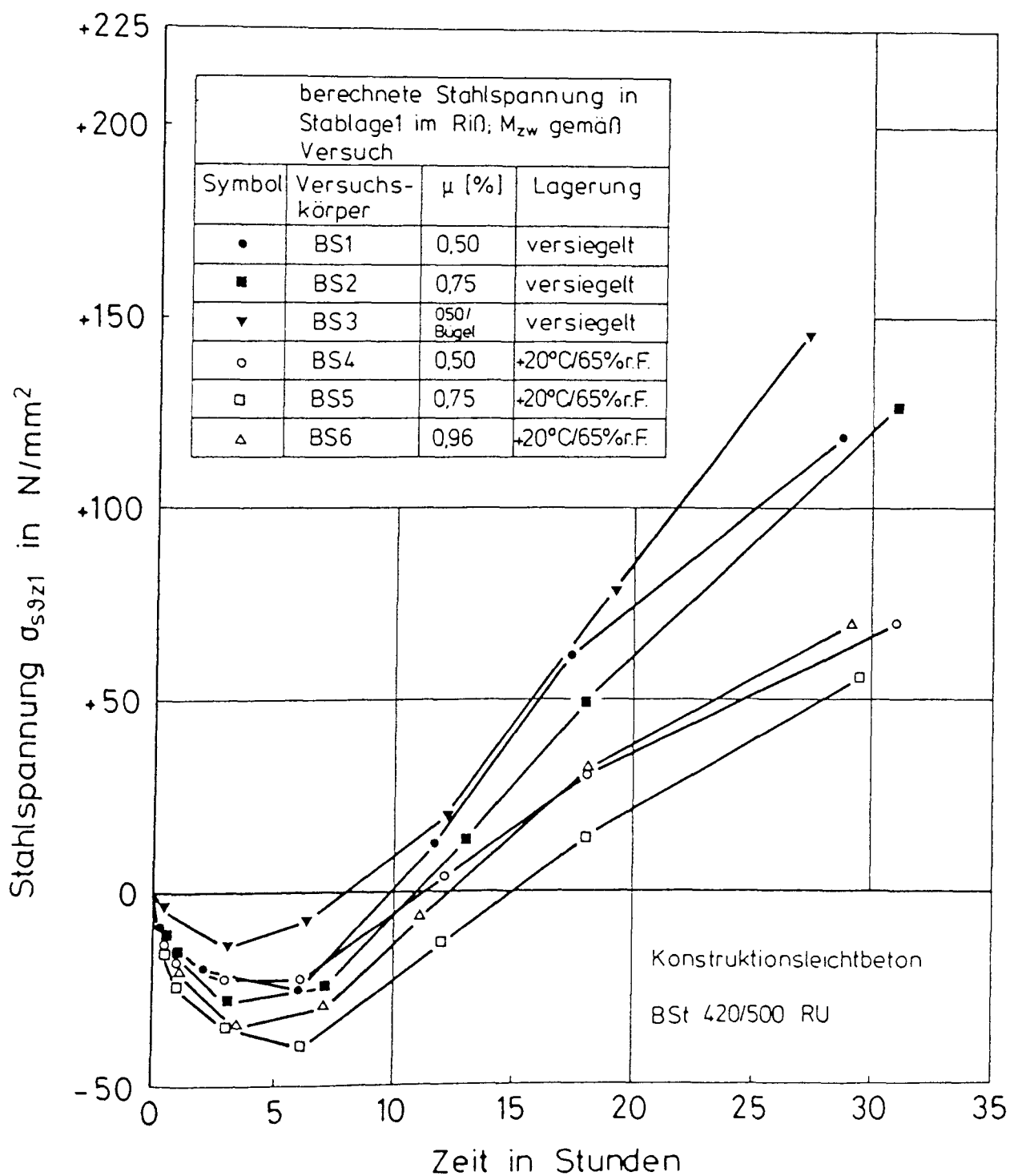


Bild 10.40: Berechnete Stahlspannung in Bewehrungslage 1 der Versuchskörper BS1 bis BS6 infolge einseitigen Kälteschocks im Rißquerschnitt in Abhängigkeit von der Kühlzeit (M_{zw} gemäß Versuch, ε frei)

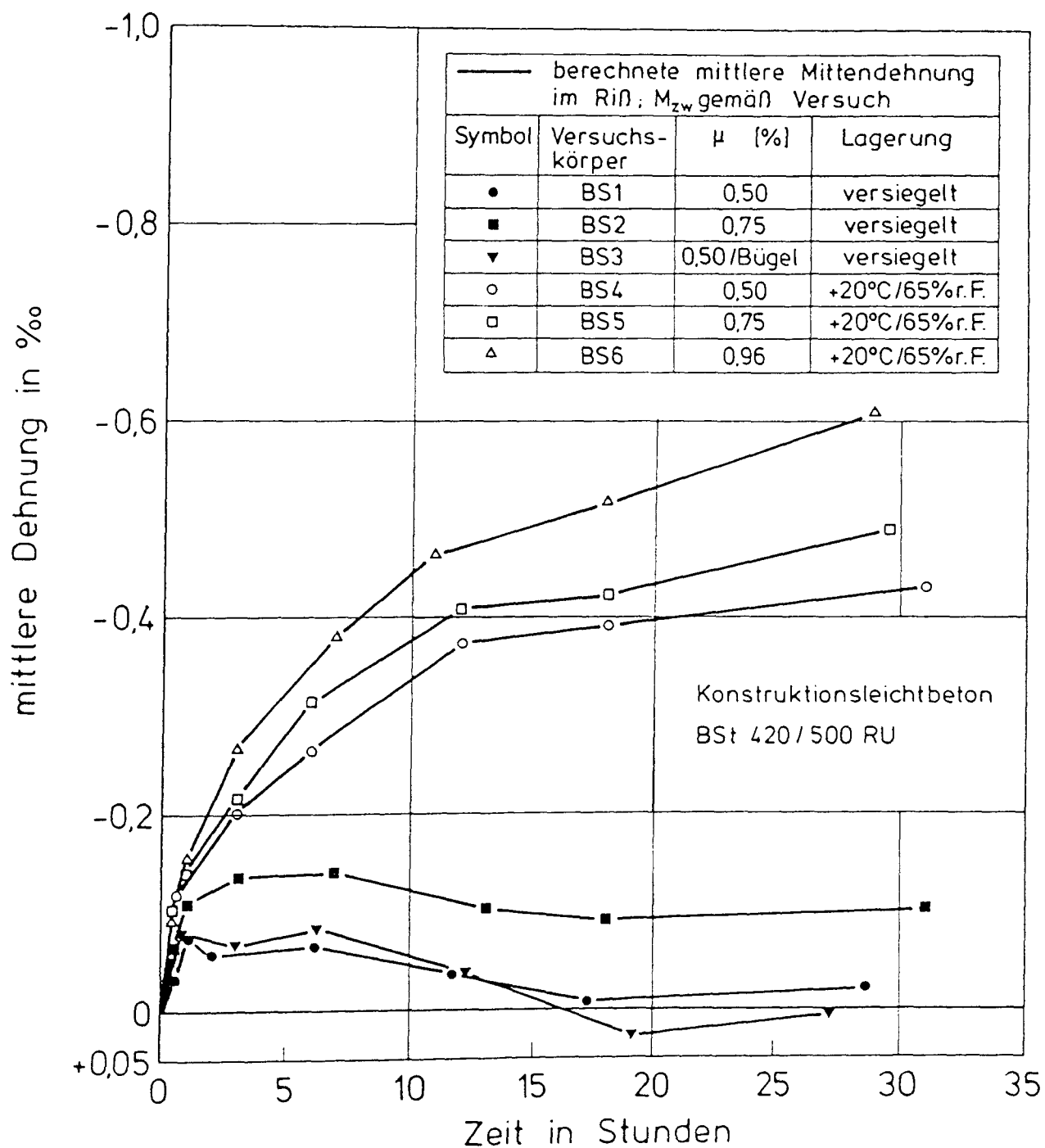
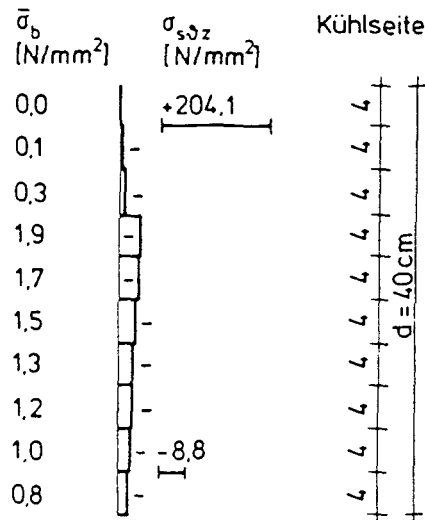


Bild 10.41: Berechnete mittlere Mittendehnung im Rißquerschnitt der Versuchskörper BS1 bis BS6 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit (M_{zw} gemäß Versuch, ε frei)

Beanspruchung des Rißquerschnitts
 M_{zw} gemäß Versuch

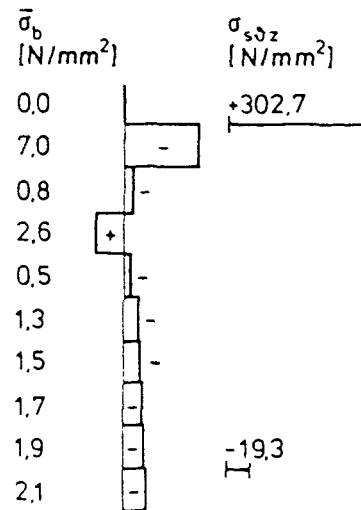
$t = 1,00 \text{ Std.}$

$M_{zw} = 16,27 \text{ kNm}$



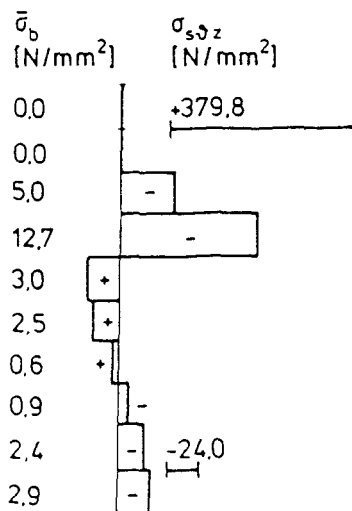
$t = 2,00 \text{ Std.}$

$M_{zw} = 20,76 \text{ kNm}$



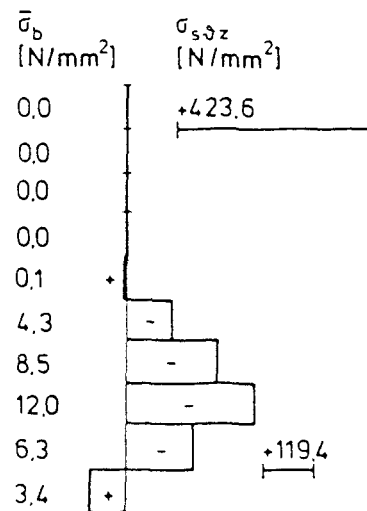
$t = 6,08 \text{ Std.}$

$M_{zw} = 23,13 \text{ kNm}$

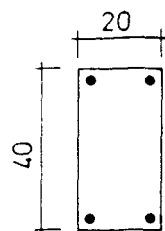


$t = 28,7 \text{ Std.}$

$M_{zw} = 36,62 \text{ kNm}$



BSt 420 / 500 RU
 $2 \times 2 \phi 16$
 $\mu = 0,50 \%$



BS1

Konstruktionsleichtbeton

Lagerung : in Folie

Leichtzuschläge vorgefeuchtet

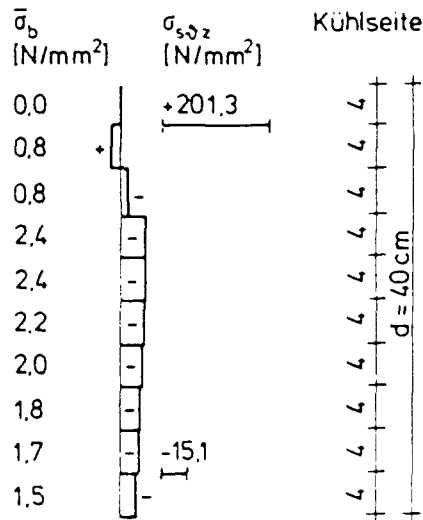
$u_m = 12,8 \%$

Bild 10.42: Spannungsverteilung über den Rißquerschnitt von Versuchskörper BS1 infolge einseitigen Kälteschocks für ausgewählte Kühlzeiten (M_{zw} gemäß Versuch, ε frei)

Beanspruchung des Rißquerschnitts
 M_{zw} gemäß Versuch

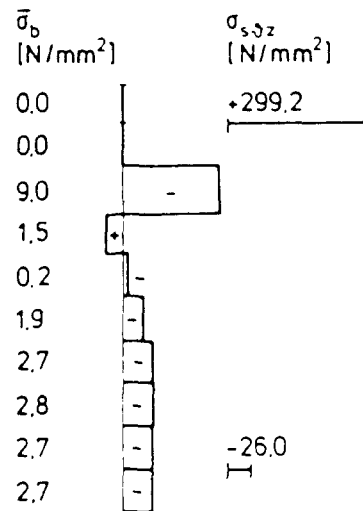
$t = 1,02 \text{ Std.}$

$M_{zw} = 26,24 \text{ kNm}$



$t = 3,02 \text{ Std.}$

$M_{zw} = 35,43 \text{ kNm}$



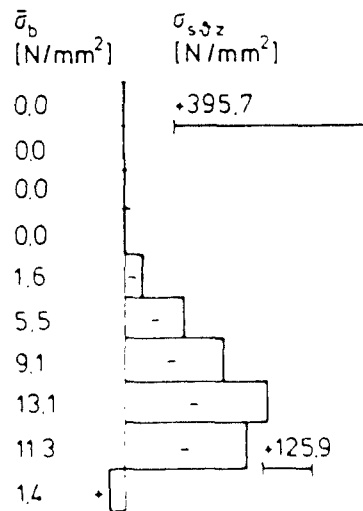
$t = 6,98 \text{ Std.}$

$M_{zw} = 36,31 \text{ kNm}$

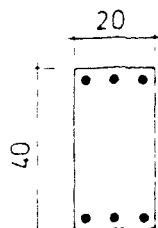


$t = 30,98 \text{ Std.}$

$M_{zw} = 51,91 \text{ kNm}$



BSt 420 / 500 RU
 $2 \times 3 \phi 16$
 $\mu = 0,75 \%$



BS2

Konstruktionsleichtbeton

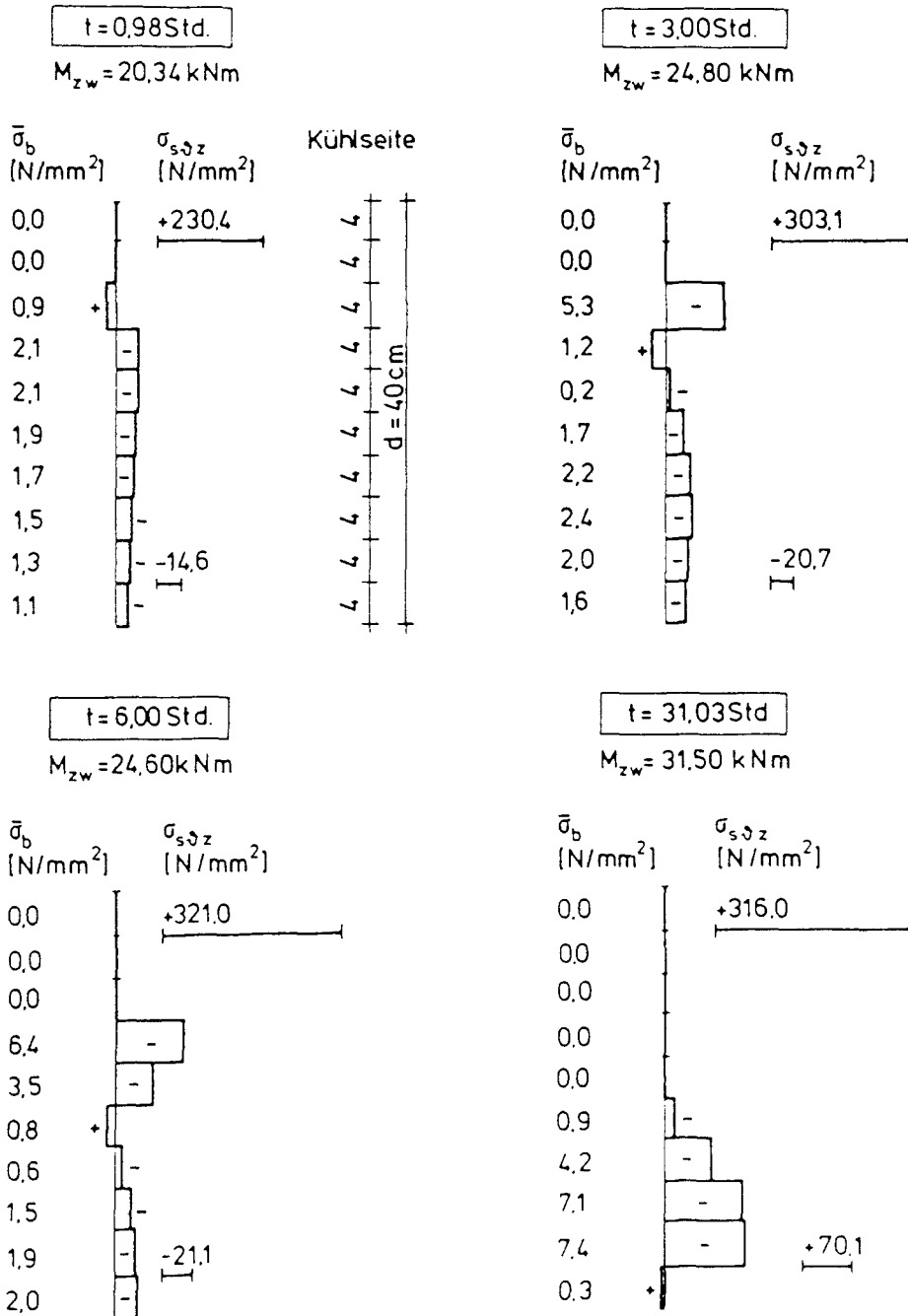
Lagerung in Folie

Leichtzuschläge vorgefeuchtet

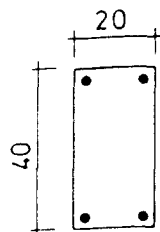
$u_m = 12,8 \%$

Bild 10.43: Spannungsverteilung über den Rißquerschnitt von Versuchskörper BS2 infolge einseitigen Kalteschocks für ausgewählte Kühlzeiten (M_{zw} gemäß Versuch, ϵ frei)

Beanspruchung des Rißquerschnitts
 M_{zw} gemäß Versuch



BS4 420/500 RU
 $2 \times 2 \phi 16$
 $\mu = 0,50 \%$



BS4

Konstruktionsleichtbeton
Lagerung $+20^\circ\text{C} / 65\% \text{ r.F.}$
Leichtzuschläge ofentrocken
 $u_m = 8,5 \%$

Bild 10.44: Spannungsverteilung über den Rißquerschnitt von Versuchskörper BS4 infolge einseitigen Kälteschocks für ausgewählte Kühlzeiten (M_{zw} gemäß Versuch, ε frei)

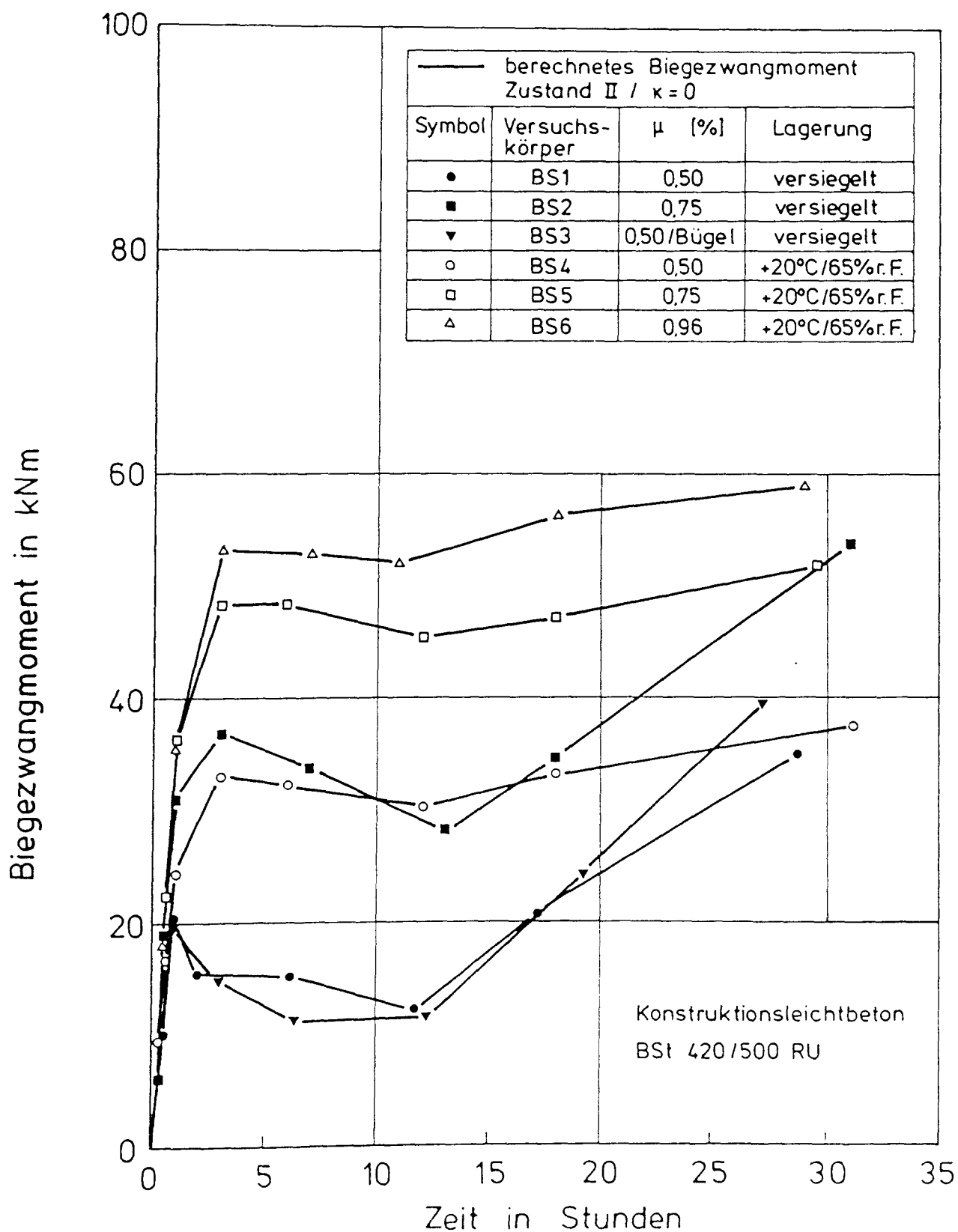


Bild 10.45: Berechnetes Biegezwangmoment der Versuchskörper BS1 bis BS6 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit im Zustand II ($\kappa = 0$, ε frei)

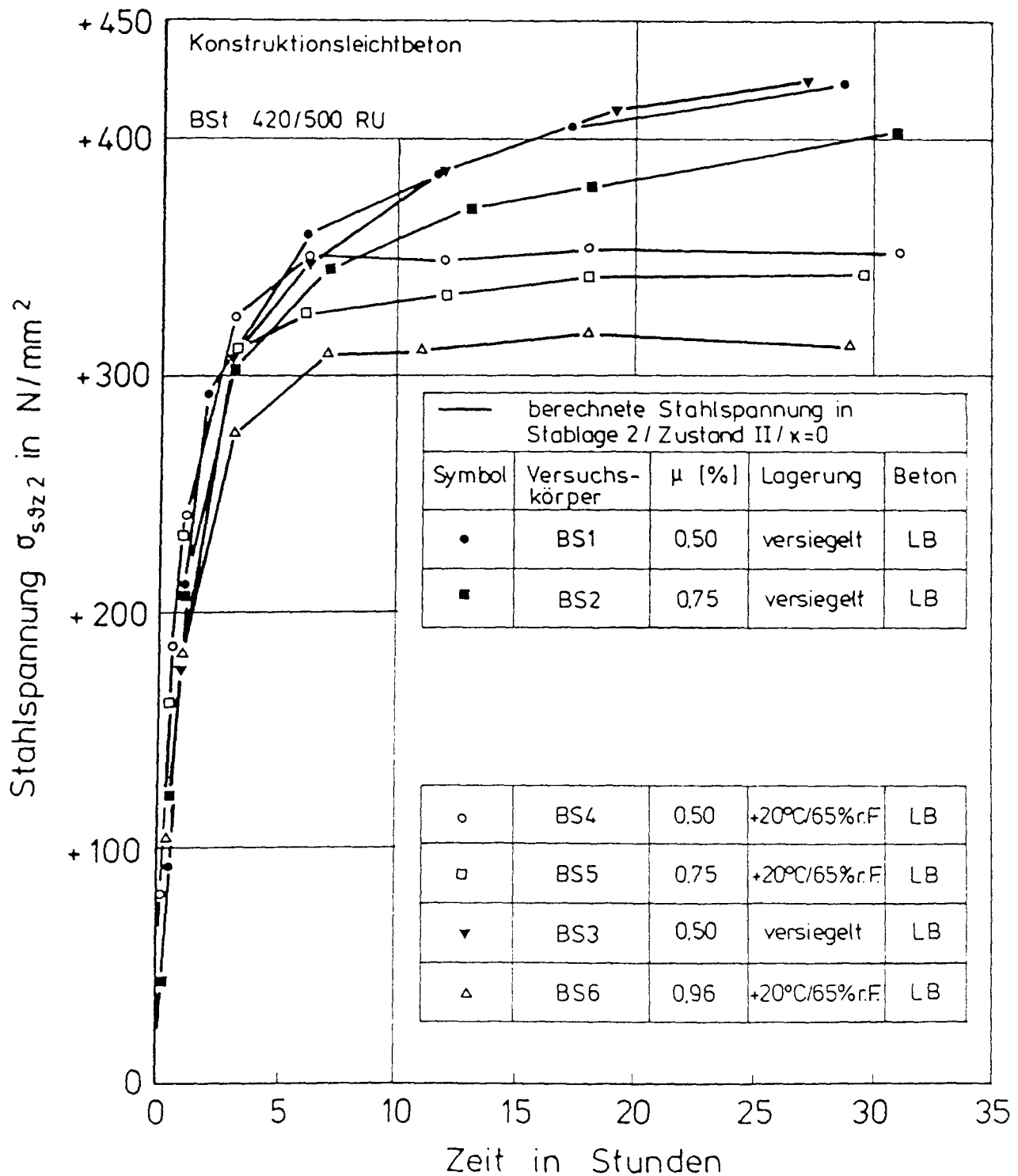


Bild 10.46: Berechnete Stahlspannung in Bewehrungslage 2 der Versuchskörper BS1 bis BS6 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit im Zustand II ($\kappa = 0$, ε frei)

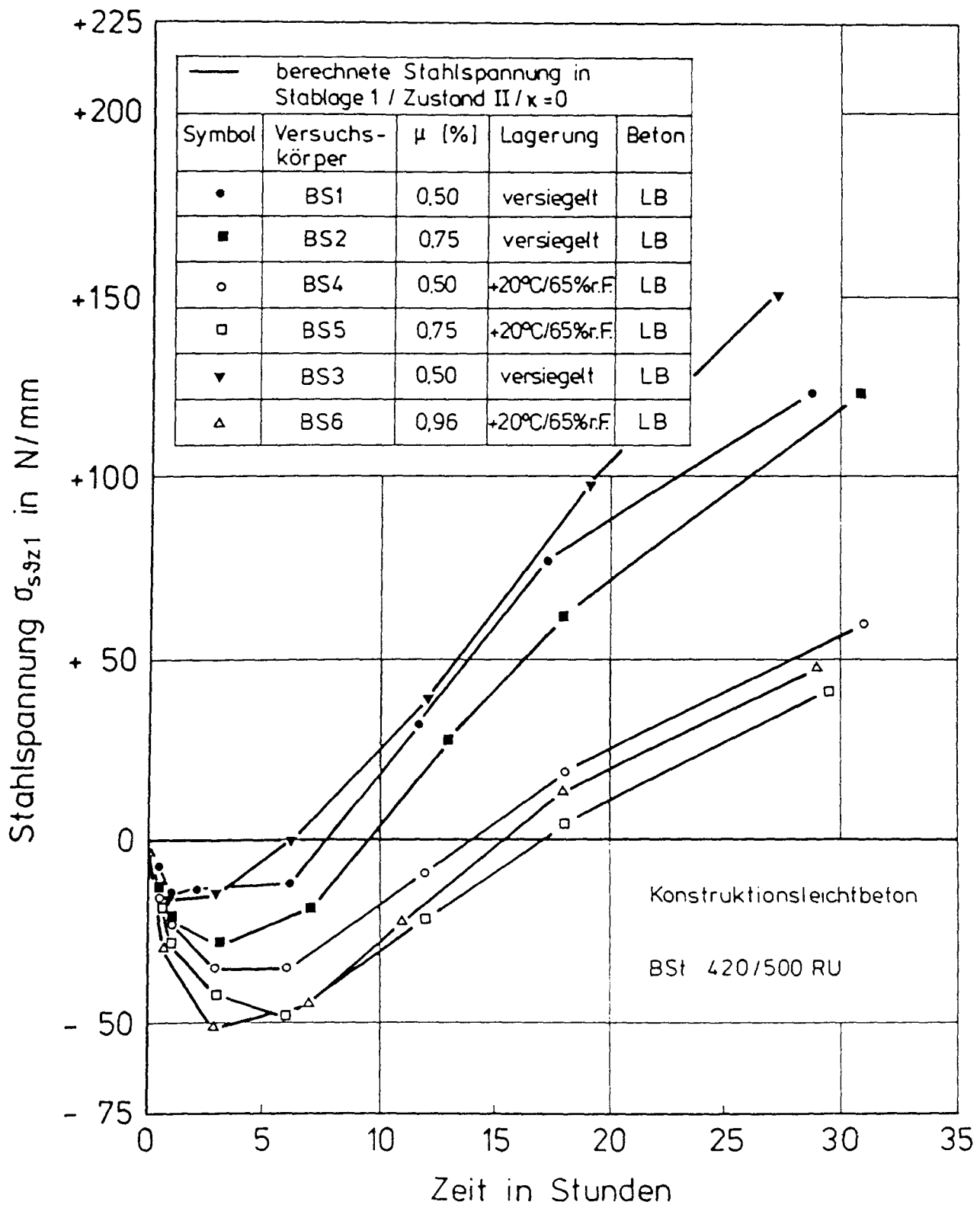


Bild 10.47: Berechnete Stahlspannung in Bewehrungslage 1 der Versuchskörper BS1 bis BS6 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit im Zustand II ($\kappa = 0$, ε frei)

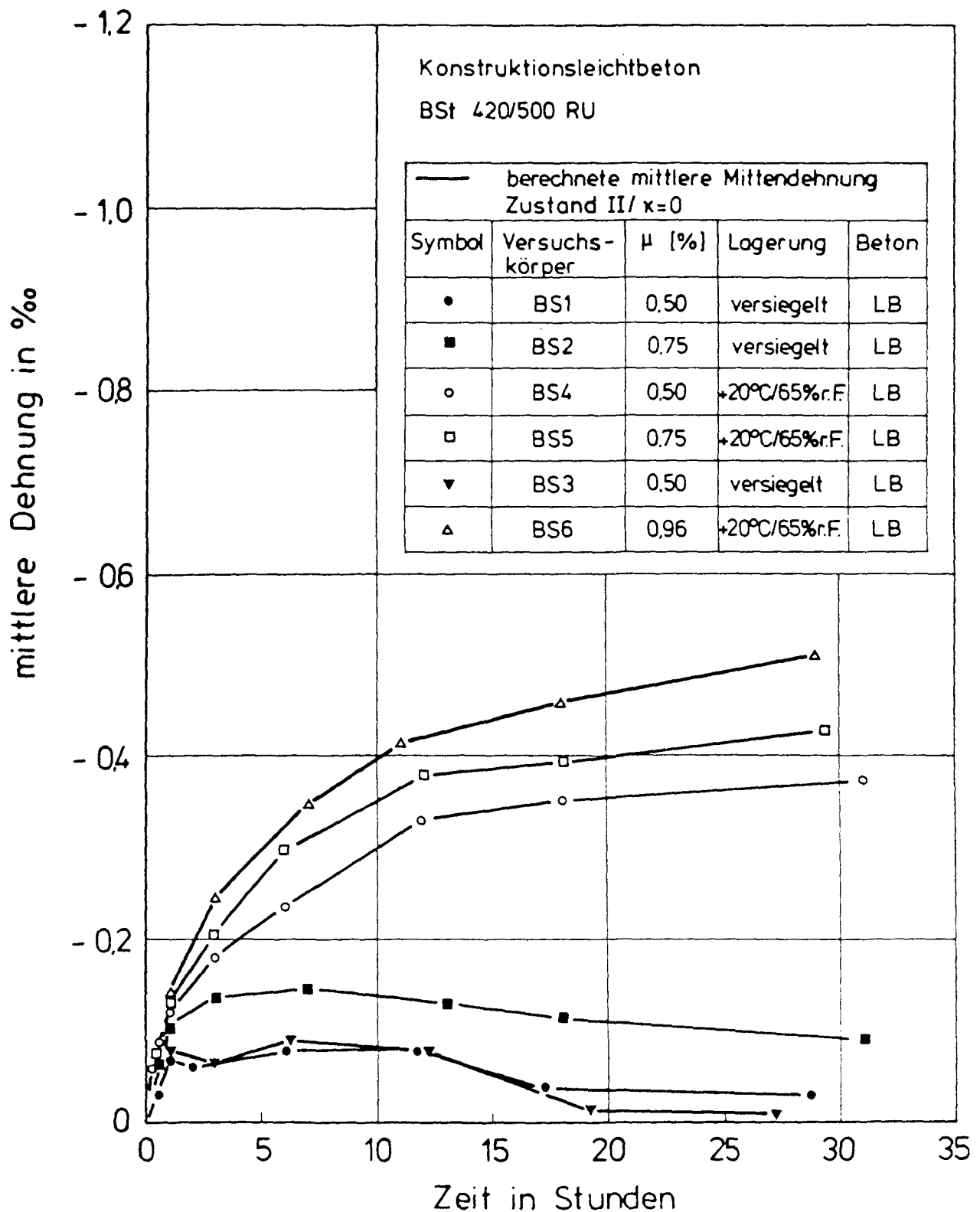


Bild 10.48: Berechnete Mittendehnung der Versuchskörper BS1 bis BS6 infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit im Zustand II ($\kappa = 0$)

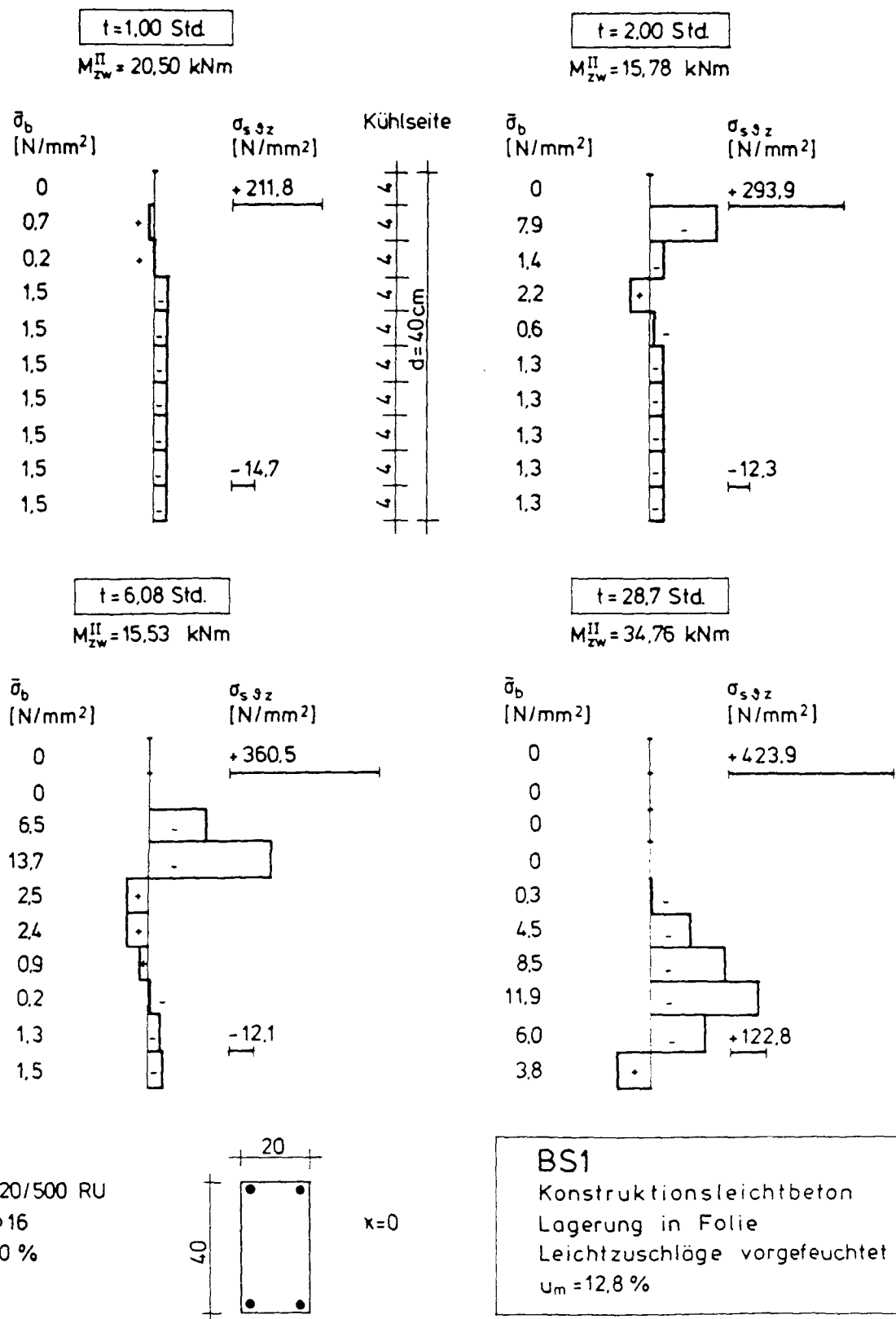


Bild 10.49: Spannungsverteilung über den Querschnitt von Versuchskörper BS1 infolge einseitigen Kälteschocks für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand II ($\kappa = 0$, ε frei)

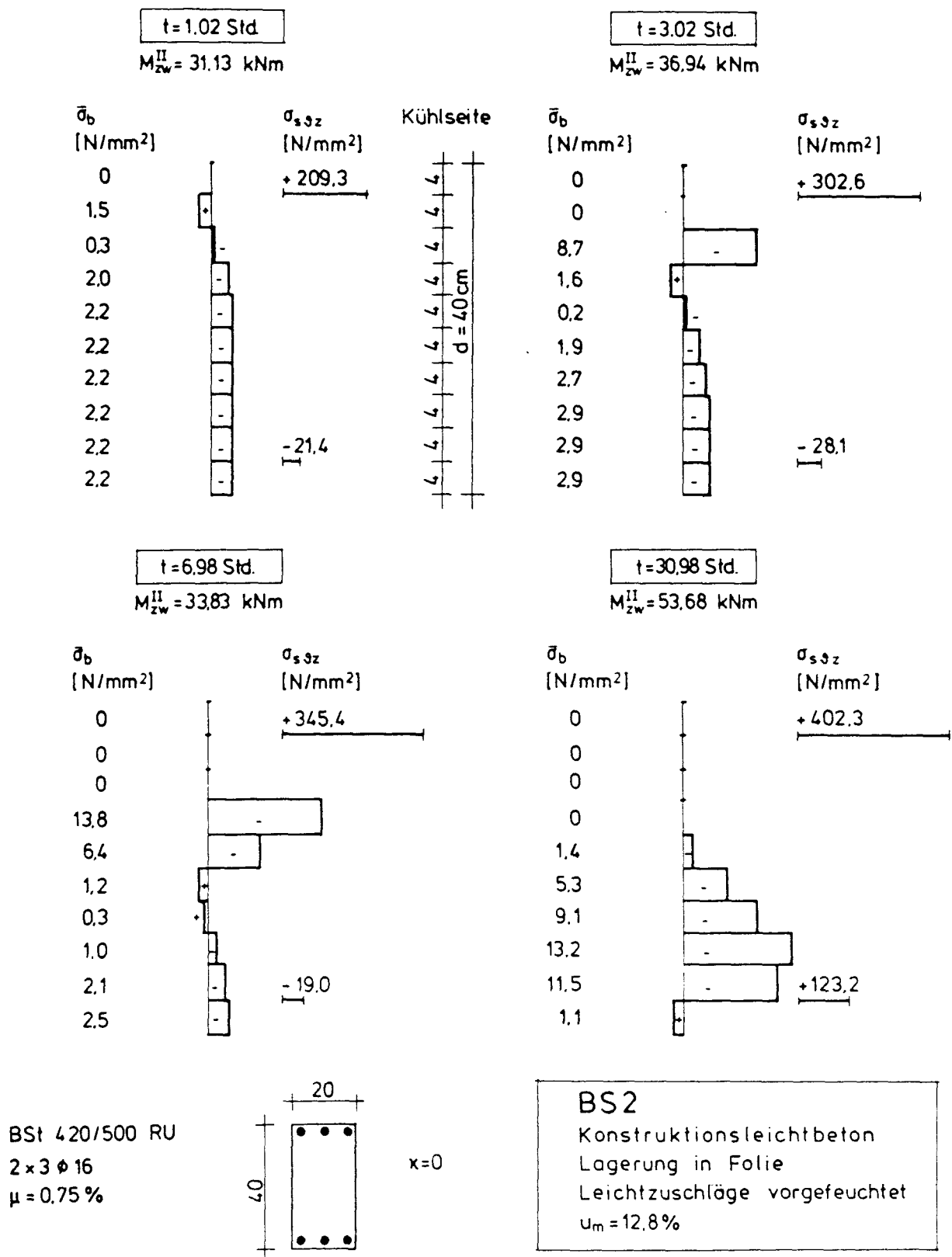


Bild 10.50: Spannungsverteilung über den Querschnitt von Versuchskörper BS2 infolge einseitigen Kälteschocks für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand II ($\kappa = 0$, ε frei)

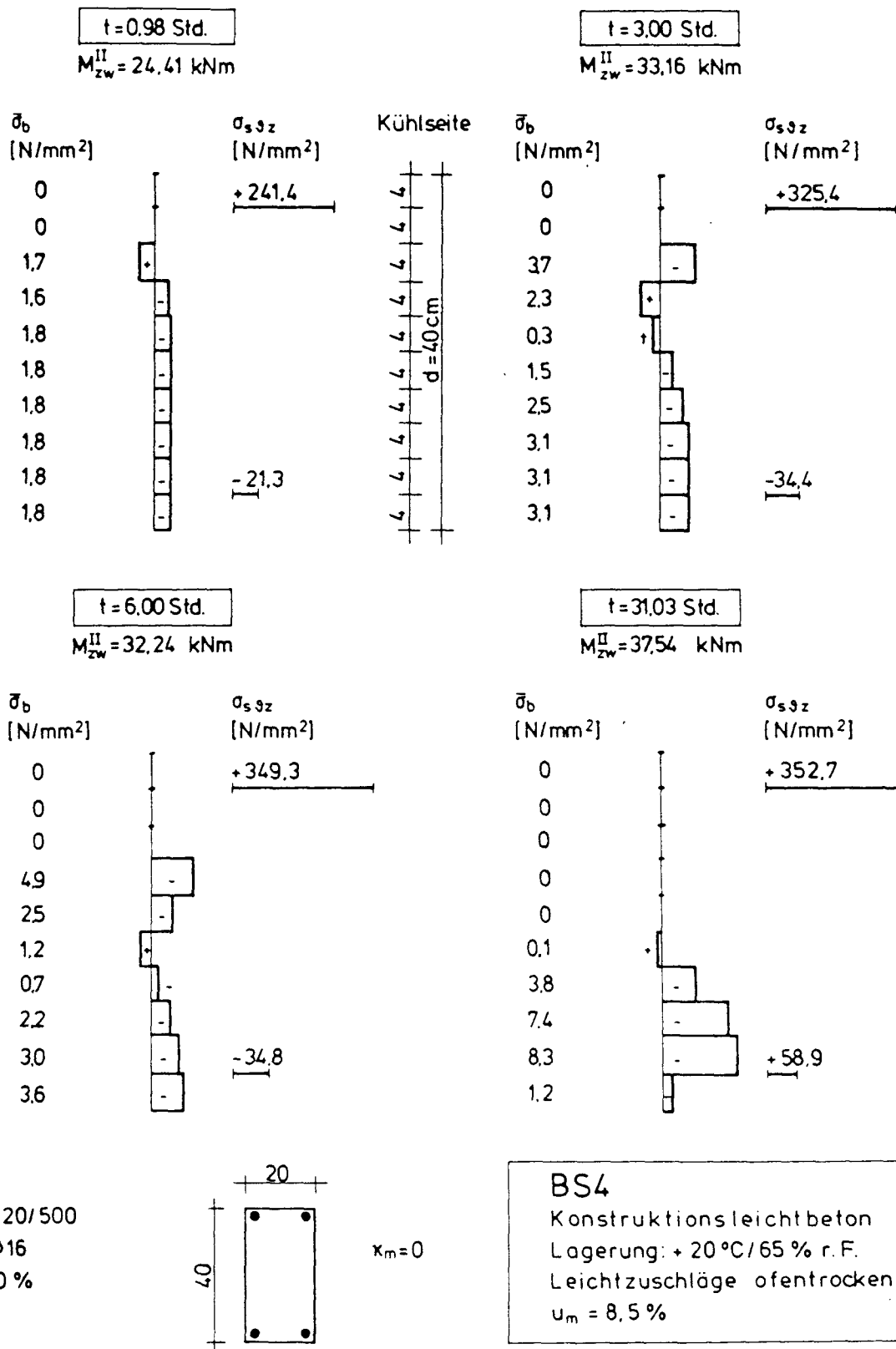


Bild 10.51: Spannungsverteilung über den Querschnitt von Versuchskörper BS4 infolge einseitigen Kälteschocks für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand II ($\kappa = 0$, ϵ frei)

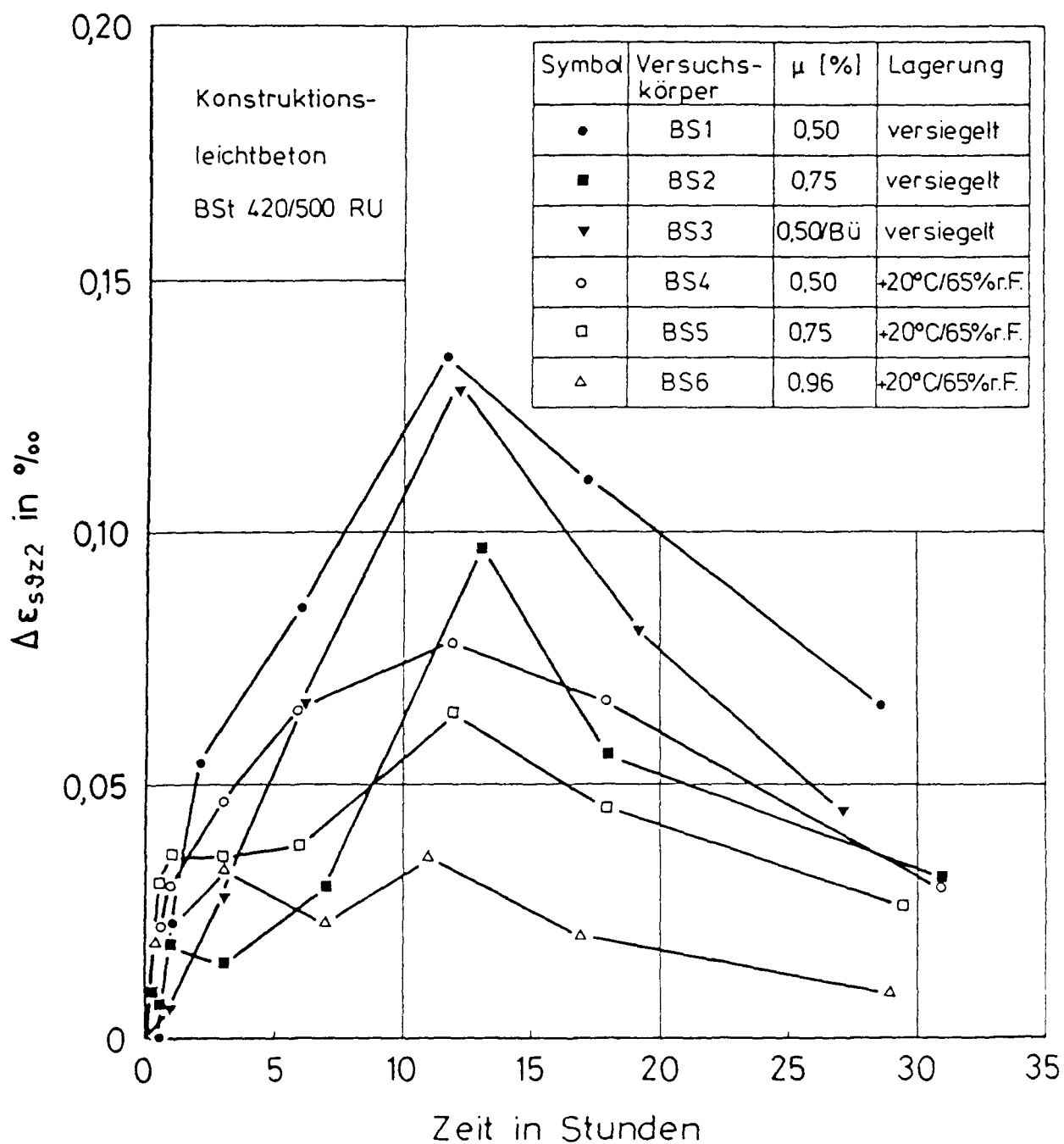


Bild 10.52: Differenz der Stahldehnung im Riß und der mittleren Stahldehnung in Bewehrungslage 2 der Versuchskörper BS1 bis BS6 in Abhängigkeit von der Kühlzeit (Versuchsergebnis)

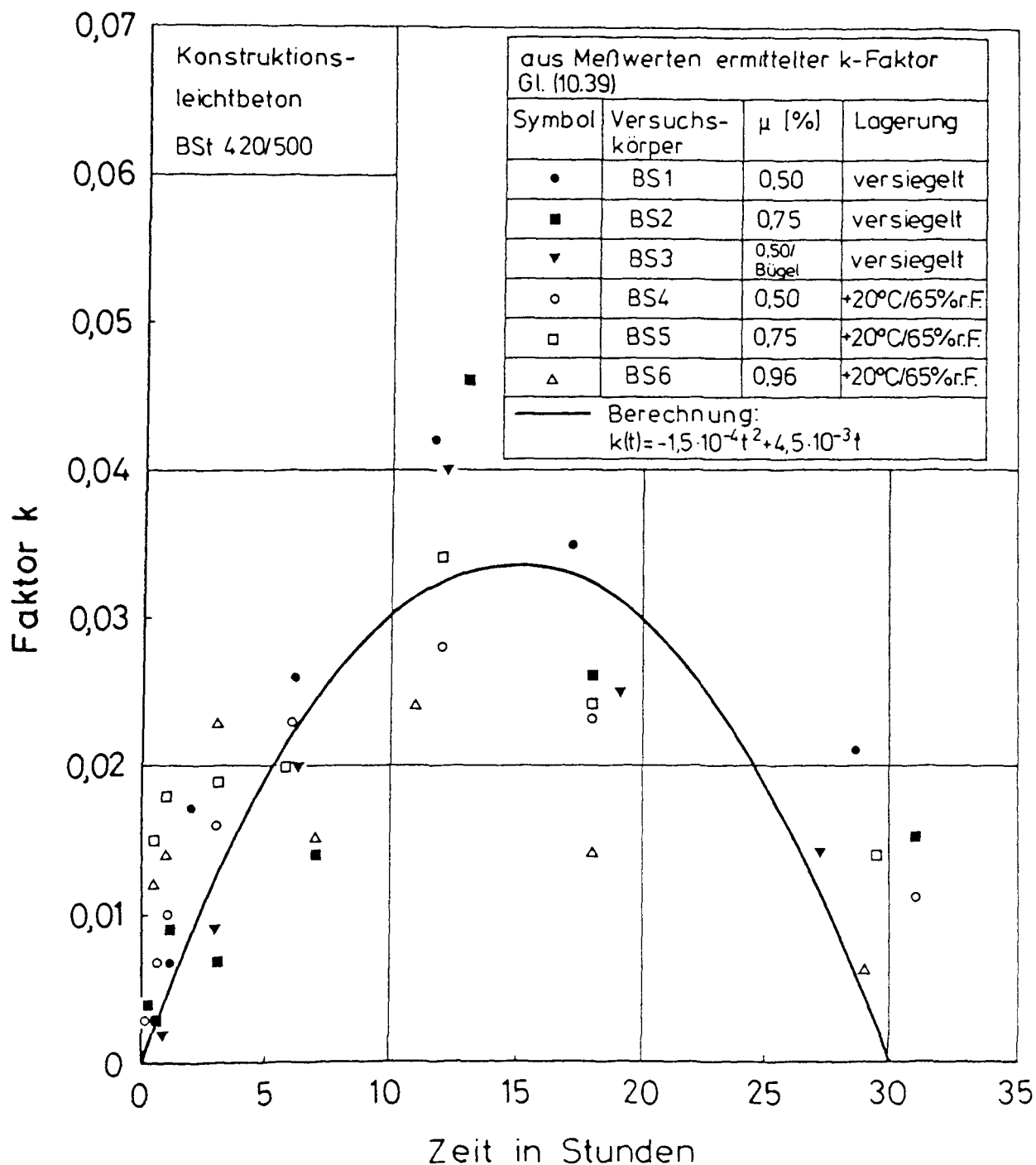


Bild 10.53: k-Faktor zur Ermittlung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

Querschnitt

Temperatur

Element

Dehnung

Spannungen, Kräfte
Schnittgrößen

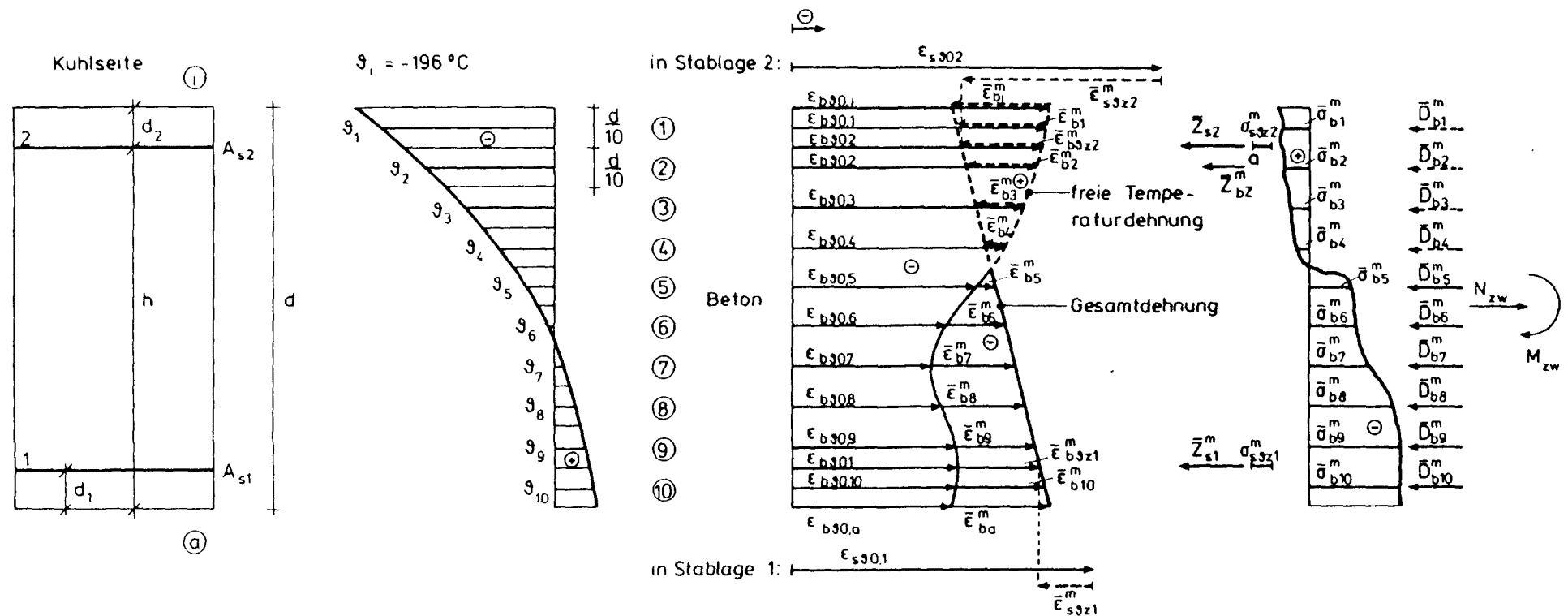


Bild 10.54: Beanspruchungszustand eines Stahlbetonstabes zwischen den Rissen infolge Eigenspannungen, inneren thermischen Zwangs sowie infolge äußeren Zwangs bei einseitigem Kälteschock

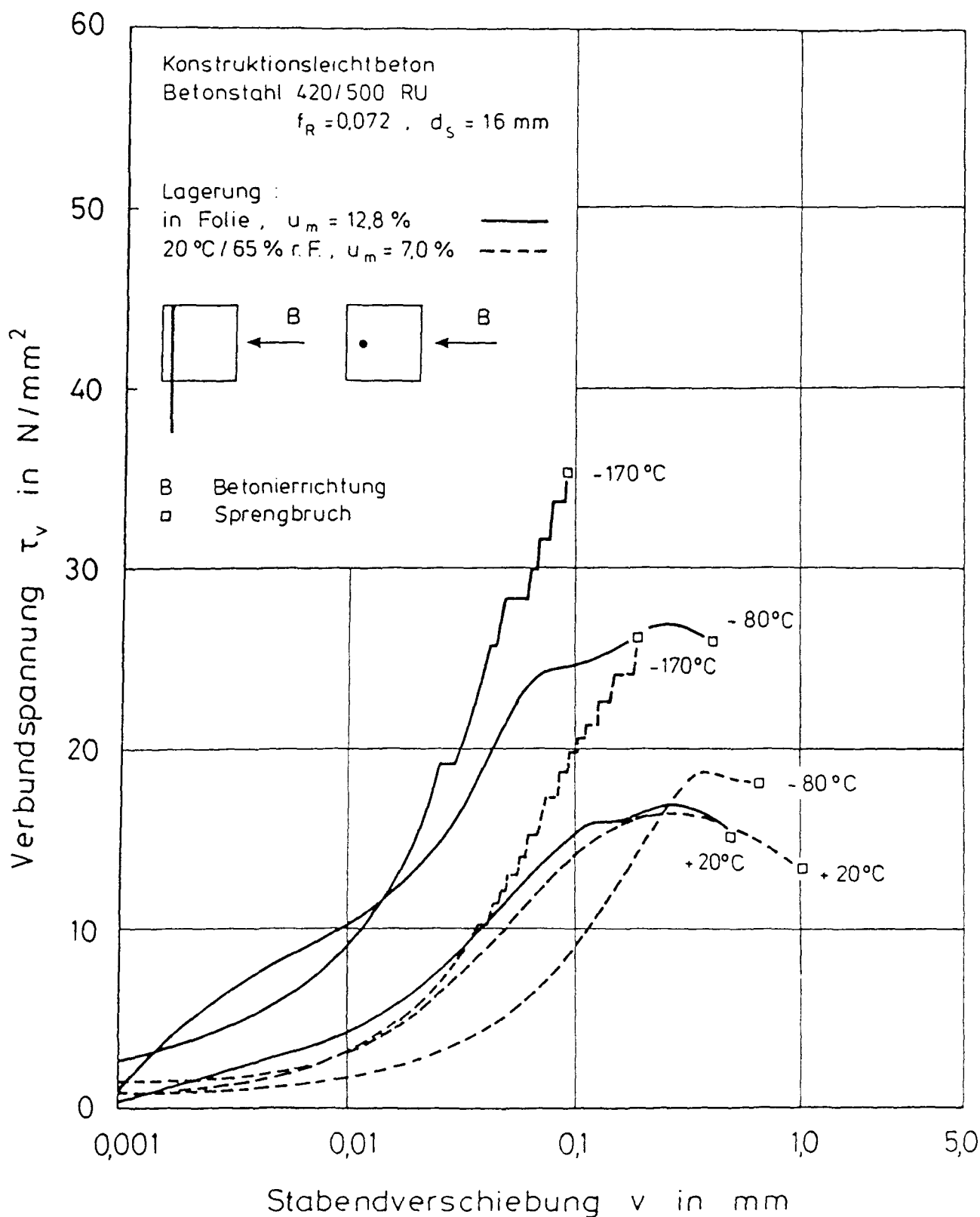


Bild 10.55: Einfluß der mittleren Feuchte auf die τ_v - v -Linien von LB bei TT (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, Randlage des Bewehrungsstabes)

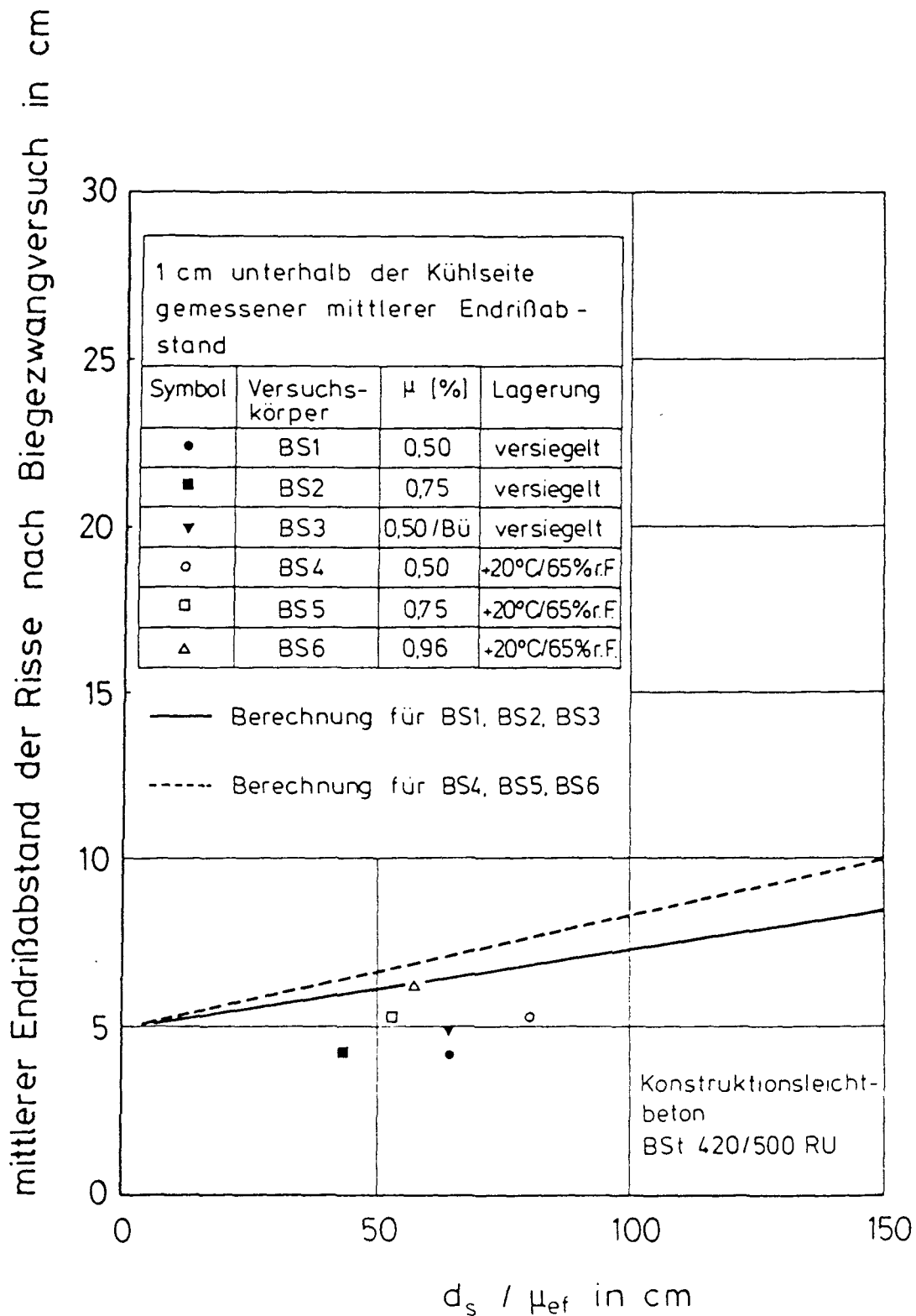


Bild 10.56: Mittlerer Endrißabstand der Risse 1 cm unterhalb der Kühlseite (ESR + HR + NR) in Abhängigkeit vom Verbundparameter d_s/μ_{eff} ; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

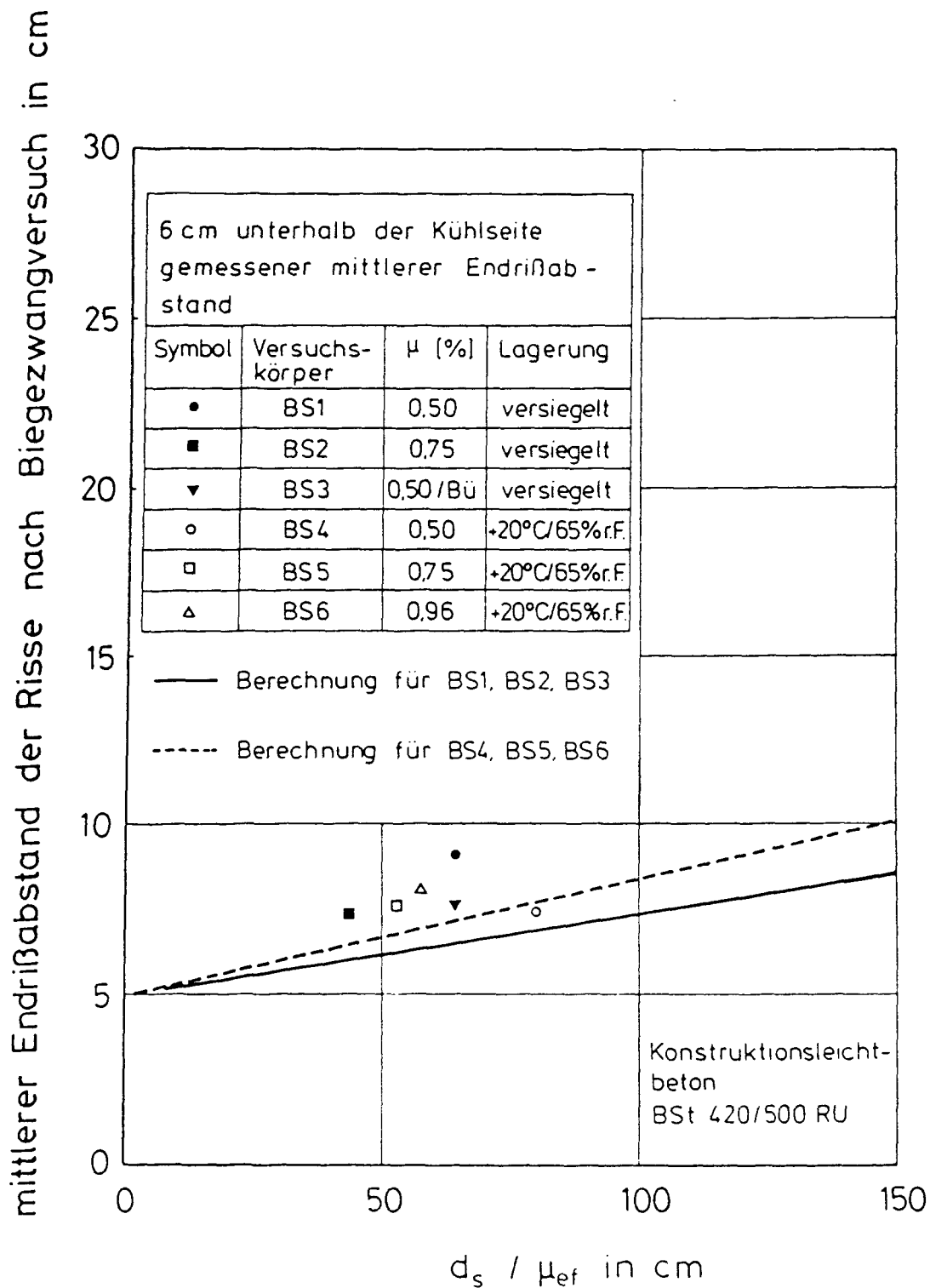


Bild 10.57: Mittlerer Endrißabstand der Risse 6 cm unterhalb der Kühlseite (HR + NR) in Abhängigkeit vom Verbundparameter d_s/μ_{ef} ; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

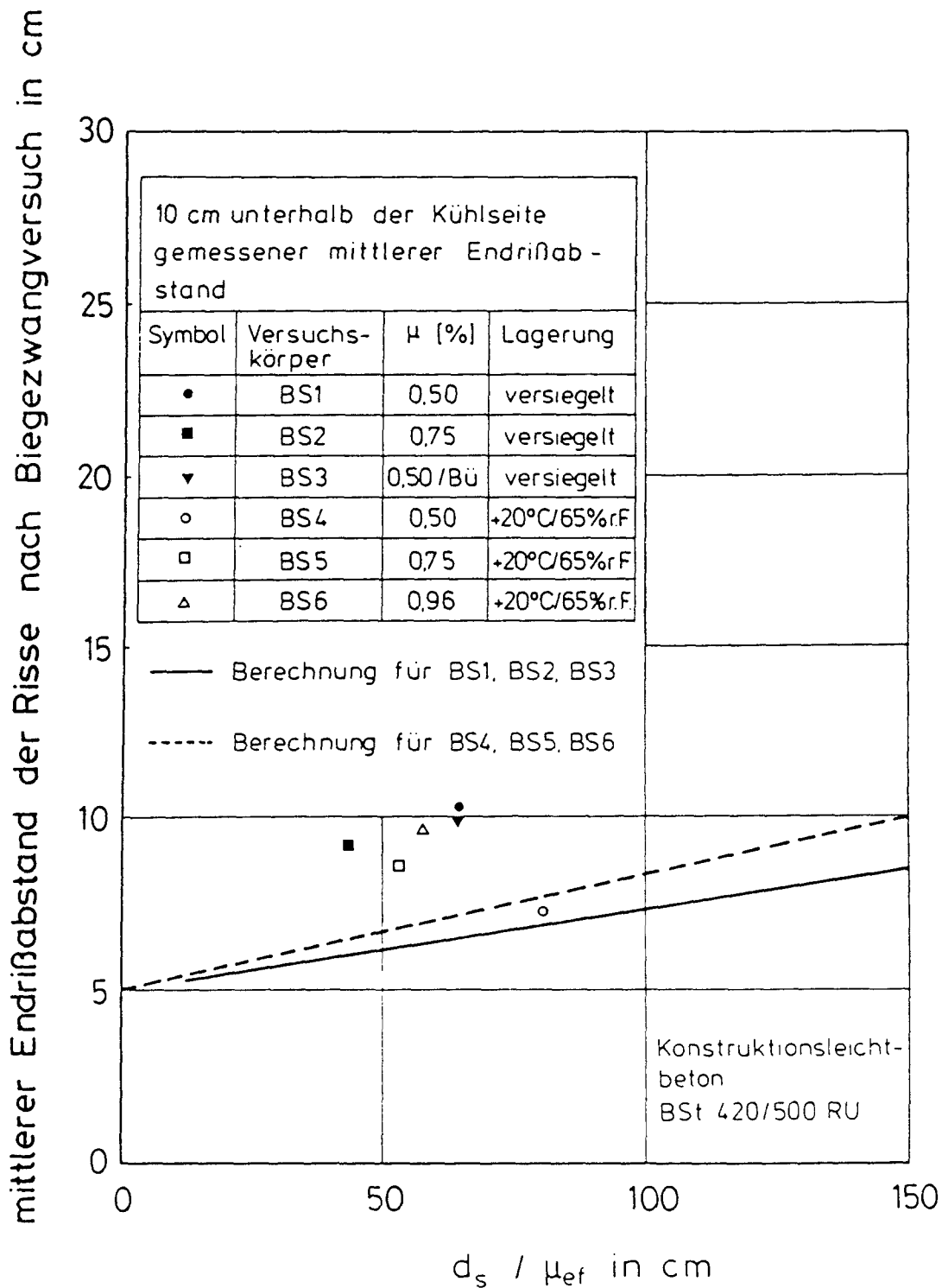


Bild 10.58: Mittlerer Endrißabstand der Risse 10 cm unterhalb der Kühl-
seite (HR) in Abhängigkeit vom Verbundparameter d_s / μ_{ef} ; Ver-
gleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

mittlerer Endrißabstand der Risse nach Biegezugversuch in cm

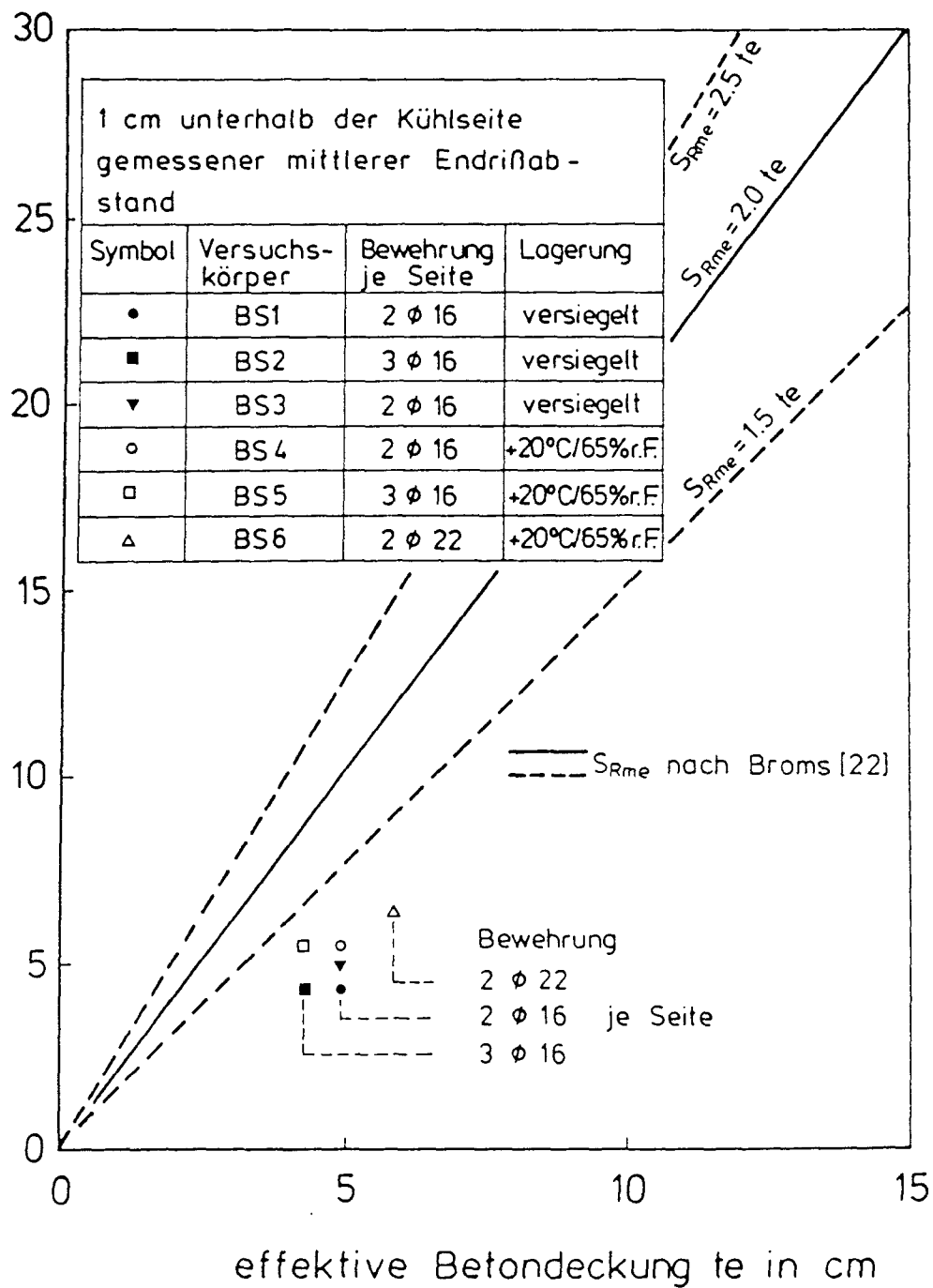


Bild 10.59: Mittlerer Endrißabstand der Risse 1 cm unterhalb der Kühlseite (ESR + HR + NR) in Abhängigkeit von der effektiven Betondeckung; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

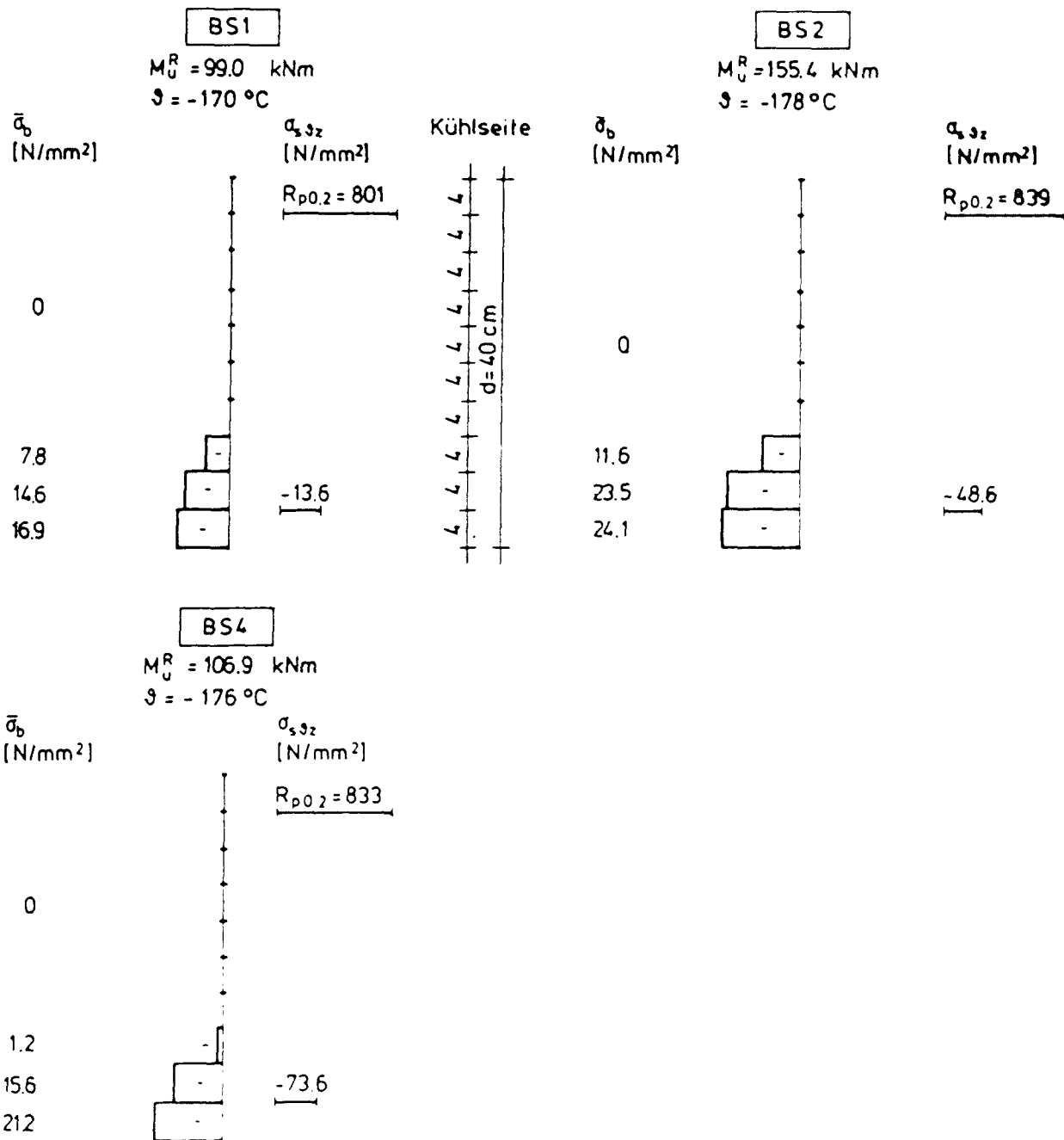
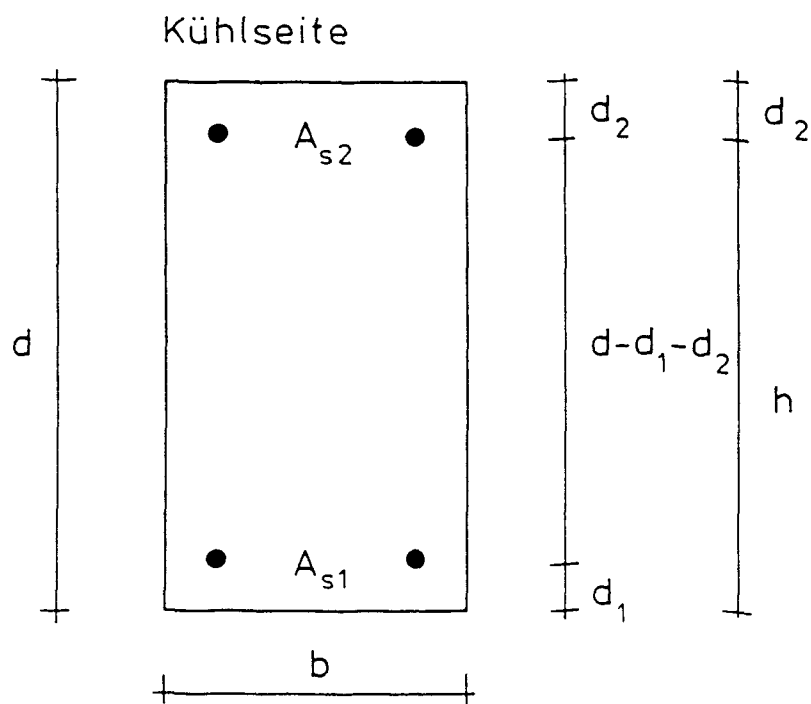


Bild 10.60: Spannungsverteilung über den Reißquerschnitt der Versuchskörper BS1, BS2 und BS4 infolge einseitigen Kälteschocks im Bruchzustand (ϵ frei)

Anhang Formeln



$$\mu_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d}$$

$$\mu_2 = \frac{A_{s2}}{b \cdot d}$$

$$\beta_1 = \frac{d_1}{d}$$

$$\beta_2 = \frac{d_2}{d}$$

$$\lambda = \frac{h}{d}$$

A1. Bezogene Querschnittswerte

A2. Berechnung freier Temperaturverformungen bei instationärem Temperaturfeld

$$\bar{\epsilon}_{b,i} = \frac{D \cdot C - A \cdot F}{A \cdot E - D \cdot B} \quad (A1)$$

mit den Eingangswerten

$$a_1 = E_{b31} (0,05 \epsilon_{b30,a} + 0,95 \epsilon_{b30,i} - \epsilon_{b30,1}) \quad (A2)$$

$$a_2 = E_{b32} (0,15 \epsilon_{b30,a} + 0,85 \epsilon_{b30,i} - \epsilon_{b30,2}) \quad (A3)$$

$$a_3 = E_{b33} (0,25 \epsilon_{b30,a} + 0,75 \epsilon_{b30,i} - \epsilon_{b30,3}) \quad (A4)$$

$$a_4 = E_{b34} (0,35 \epsilon_{b30,a} + 0,65 \epsilon_{b30,i} - \epsilon_{b30,4}) \quad (A5)$$

$$a_5 = E_{b35} (0,45 \epsilon_{b30,a} + 0,55 \epsilon_{b30,i} - \epsilon_{b30,5}) \quad (A6)$$

$$a_6 = E_{b36} (0,55 \epsilon_{b30,a} + 0,45 \epsilon_{b30,i} - \epsilon_{b30,6}) \quad (A7)$$

$$a_7 = E_{b37} (0,65 \epsilon_{b30,a} + 0,35 \epsilon_{b30,i} - \epsilon_{b30,7}) \quad (A8)$$

$$a_8 = E_{b38} (0,75 \epsilon_{b30,a} + 0,25 \epsilon_{b30,i} - \epsilon_{b30,8}) \quad (A9)$$

$$a_9 = E_{b39} (0,85 \epsilon_{b30,a} + 0,15 \epsilon_{b30,i} - \epsilon_{b30,9}) \quad (A10)$$

$$a_{10} = E_{b310} (0,95 \epsilon_{b30,a} + 0,05 \epsilon_{b30,i} - \epsilon_{b30,10}) \quad (A11)$$

$$a = \sum_{i=1}^{10} a_i \quad (A12)$$

$$A = (1 - \beta_1) E_{s_{31}} \mu_1 + \beta_2 E_{s_{32}} \mu_2 + \frac{1}{10} (0.05 E_{b_{31}} + 0.15 E_{b_{32}} + 0.25 E_{b_{33}} + 0.35 E_{b_{34}} + 0.45 E_{b_{35}} + 0.55 E_{b_{36}} + 0.65 E_{b_{37}} + 0.75 E_{b_{38}} + 0.85 E_{b_{39}} + 0.95 E_{b_{310}}) \quad (A13)$$

$$B = \beta_1 E_{s_{31}} \mu_1 + (1 - \beta_2) E_{s_{32}} \mu_2 + \frac{1}{10} (0.95 E_{b_{31}} + 0.85 E_{b_{32}} + 0.75 E_{b_{33}} + 0.65 E_{b_{34}} + 0.55 E_{b_{35}} + 0.45 E_{b_{36}} + 0.35 E_{b_{37}} + 0.25 E_{b_{38}} + 0.15 E_{b_{39}} + 0.05 E_{b_{310}}) \quad (A14)$$

$$C = [\epsilon_{b_{30a}}(1 - \beta_1) + \beta_1 \epsilon_{b_{30a}} - \epsilon_{s_{30a}}] E_{s_{31}} \mu_1 + [\epsilon_{b_{30a}}\beta_2 + \epsilon_{b_{30a}}(1 - \beta_2) - \epsilon_{s_{30a}}] E_{s_{32}} \mu_2 + \frac{a}{10} \quad (A15)$$

$$D = (1 - \beta_1) E_{s_{31}} \mu_1 (\lambda - \beta_1) + 0.005 E_{b_{31}} (\lambda - 0.95) + 0.015 E_{b_{32}} (\lambda - 0.85) + 0.025 E_{b_{33}} (\lambda - 0.75) + 0.035 E_{b_{34}} (\lambda - 0.65) + 0.045 E_{b_{35}} (\lambda - 0.55) + 0.055 E_{b_{36}} (\lambda - 0.45) + 0.065 E_{b_{37}} (\lambda - 0.35) + 0.075 E_{b_{38}} (\lambda - 0.25) + 0.085 E_{b_{39}} (\lambda - 0.15) + 0.095 E_{b_{310}} (\lambda - 0.05) \quad (A16)$$

$$E = \beta_1 E_{s_{31}} \mu_1 (\lambda - \beta_1) + 0.095 E_{b_{31}} (\lambda - 0.95) + 0.085 E_{b_{32}} (\lambda - 0.85) + 0.075 E_{b_{33}} (\lambda - 0.75) + 0.065 E_{b_{34}} (\lambda - 0.65) + 0.055 E_{b_{35}} (\lambda - 0.55) + 0.045 E_{b_{36}} (\lambda - 0.45) + 0.035 E_{b_{37}} (\lambda - 0.35) + 0.025 E_{b_{38}} (\lambda - 0.25) + 0.015 E_{b_{39}} (\lambda - 0.15) + 0.005 E_{b_{310}} (\lambda - 0.05) \quad (A17)$$

$$\begin{aligned}
 F = & E_{s_{j1}} \mu_1 (\lambda - \beta_1) \{ \epsilon_{b_{j0a}} (1 - \beta_1) + \beta_1 \epsilon_{b_{j0i}} - \epsilon_{s_{j01}} \} + \frac{a_1}{10} (\lambda - 0.95) + \frac{a_2}{10} (\lambda - 0.85) + \frac{a_3}{10} (\lambda - 0.75) \\
 & + \frac{a_4}{10} (\lambda - 0.65) + \frac{a_5}{10} (\lambda - 0.55) + \frac{a_6}{10} (\lambda - 0.45) + \frac{a_7}{10} (\lambda - 0.35) + \frac{a_8}{10} (\lambda - 0.25) + \frac{a_9}{10} (\lambda - 0.15) \\
 & + \frac{a_{10}}{10} (\lambda - 0.05)
 \end{aligned} \tag{A18}$$

$$\bar{\epsilon}_{ba} = \frac{-C - \bar{\epsilon}_{bi} B}{A} \tag{A19}$$

$$\bar{\epsilon}_{b_{jz1}} = (\epsilon_{b_{j0a}} + \bar{\epsilon}_{ba} - \epsilon_{b_{j0i}} - \bar{\epsilon}_{bi}) (1 - \beta_1) + \epsilon_{b_{j0i}} + \bar{\epsilon}_{bi} - \epsilon_{b_{j01}} \tag{A20}$$

$$\bar{\epsilon}_{b_{jz2}} = (\epsilon_{b_{j0a}} + \bar{\epsilon}_{ba} - \epsilon_{b_{j0i}} - \bar{\epsilon}_{bi}) \beta_2 + \epsilon_{b_{j0i}} + \bar{\epsilon}_{bi} - \epsilon_{b_{j02}} \tag{A21}$$

$$\bar{\epsilon}_{s_{jz1}} = \bar{\epsilon}_{b_{jz1}} + \epsilon_{b_{j01}} - \epsilon_{s_{j01}} \tag{A22}$$

$$\bar{\epsilon}_{s_{jz2}} = \bar{\epsilon}_{b_{jz2}} + \epsilon_{b_{j02}} - \epsilon_{s_{j02}} \tag{A23}$$

A3. Berechnung der Biegezwangbeanspruchung bei instationärem Temperaturfeld

$$\epsilon_m = \frac{\kappa d (B - A) + 2 (A \epsilon_{b30,a} + B \epsilon_{b30,i}) + 2C}{2 (A + B)} \quad (A24)$$

mit den Eingangswerten $a_1, a_2 \dots a_{10}, a, A, B, D, E$ nach Gln. (A2) - (A12), (A13), (A14)
 $a_1 \dots a_{10}, a$ nach Gln. (A2) - (A11), (A12)

A nach Gl. (A13)

B nach Gl. (A14)

$C = -C$ nach Gl. (A15)

D nach Gl. (A16)

E nach Gl. (A17)

$F = -F$ nach Gl. (A18)

$$\bar{E}_{b1} = \frac{2 \epsilon_m - \kappa d - 2 \epsilon_{bg0,1}}{2} \quad (A25)$$

$$\bar{E}_{ba} = \frac{2 \epsilon_m - \kappa d - 2 \epsilon_{bg0,a}}{2} \quad (A26)$$

$$M_{zw} = b d^2 (F - D \bar{E}_{ba} - E \bar{E}_{b1}) \quad (A27)$$

$$\bar{E}_{bgz1}, \bar{E}_{bgz2} \quad \text{nach Gln. (A20), (A21)}$$

$$\bar{E}_{sgz1}, \bar{E}_{sgz2} \quad \text{nach Gln. (A22), (A23)}$$

A4. Berechnung des Biegemoments bei instationärem Temperaturfeld unter Berücksichtigung des Betons auf Zug zwischen den Rissen

$$\bar{\epsilon}_{bi}^m = \epsilon_{s302} + \bar{\epsilon}_{s3z2}^m - \epsilon_{b30,i} - \beta_2 \cdot \kappa_m \cdot d \quad (A28)$$

$$\bar{\epsilon}_{ba}^m = \lambda \cdot d \cdot \kappa_m - \epsilon_{b30,a} + \epsilon_{s302} + \bar{\epsilon}_{s3z2}^m \quad (A29)$$

$$\bar{\epsilon}_{s3z1}^m = (\lambda \cdot d \cdot \kappa_m - \epsilon_{b30,a} + \epsilon_{s302} + \bar{\epsilon}_{s3z2}^m) \cdot (1 - \beta_1) + (\epsilon_{s302} + \bar{\epsilon}_{s3z2}^m - \epsilon_{b30,i} - \beta_2 \cdot \kappa_m \cdot d) \cdot \beta_1 + \epsilon_{b30,a} (1 - \beta_1) + \beta_1 \cdot \epsilon_{b30,i} - \epsilon_{s301} \quad (A30)$$

$$\bar{\epsilon}_{b3z1}^m \quad \text{nach Gl. (10.56)}$$

$$\bar{\epsilon}_{b3z2}^m \quad \text{nach Gl. (10.57)}$$

$$\epsilon_{mm} \quad \text{nach Gl. (10.18)}$$

$$M_{zw} = b \cdot d^2 \cdot (F - D \cdot \bar{\epsilon}_{ba}^m - E \cdot \bar{\epsilon}_{bi}^m) \quad \text{mit D, E, F nach Gln. (A16), (A17), (A18)} \quad (A31)$$